



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

**DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO
DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL
CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN”**

PABLO ANDRÉS BORJA RECALDE

DIRECTOR: ING. LAURO LARA

**REVISORES: ING. ESTUARDO PÁEZ
ING. GUSTAVO LEORO**

QUITO - 2014

AGRADECIMIENTO

A Carlitos Jara por su valiosa y desinteresada ayuda en la parte técnica, muy decisiva para la realización del presente trabajo.

Al Ing. Segundo Lozano y a Emerson Arboleda por la elaboración de los planos estructurales, planillas de hierros, y preparación del documento. Gracias por su paciencia en las innumerables veces que me equivocaba.

A Adita, José, Richard, Don Alexis, Tania, Jady, Júnior, por su apoyo moral, compañerismo y amistad.

Al Ingeniero Guillermo Córdova , amigo de la familia, por su eficaz y desinteresada asesoría.

Al personal Docente de la Facultad de Ingeniería de la PUCE.

Al Departamento de Planta Física de la PUCE y al arquitecto Fernando Calle por la proporción de los planos arquitectónicos y del estudio de suelos, documentos indispensables para la realización de este trabajo.

DEDICATORIA

A mi mamá "Tere" por su incondicional apoyo económico, moral y emocional, muy decisivos para la culminación de mi carrera.

A mi padre Luis Felipe, por su apoyo, y por las facilidades que me brindó en la elaboración de los planos y el presente documento.

A mi ñaña Gabriela.

A mis "abues" "Sambita" y Juan Humberto.

A mis tíos Marco, Hugo y Elba.

A todo aquel que crea que los sueños y proyectos que parecen imposibles , con anhelo, constancia y fe, finalmente se los llega a realizar. Esos seres son los indispensables.

Quito, Noviembre de 2014

CONTENIDO

	PÁGINA
INTRODUCCIÓN	1
 PRIMERA PARTE : TEORÍA Y CONCEPTOS	
 CAPÍTULO 1 .- TEORÍA ESTRUCTURAL	
1.1.- Análisis Estructural.....	4
1.2.- Principios Fundamentales de la teoría Estructural	12
1.3.- Métodos que van a regir el comportamiento de una estructura	13
 CAPÍTULO 2.- CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACIÓN	 14
 CAPITULO 3.- ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
3.1.- Cargas de Diseño	26
3.2.- Filosofía Fundamental del Diseño Sismorresistente	29
3.3.- Estados límites de una estructura	30
3.4.- Propiedades de los materiales	30
3.5.1 .- Vigas	34
3.5.2.- Columnas	47
3.5.3.- Muros de Corte	66
3.5.4.- Conexiones Viga - Columna	79
3.5.5.- Cimentaciones	88
 CAPÍTULO 4.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL DINÁMICO	
4.1 .- Definiciones Básicas en sismología	91
4.2 .- Sismos en el Ecuador	92
4.3 .- Parámetros de Diseño de acuerdo a la sismología y geología del sitio	93

	PÁGINA
4.4 .- Análisis dinámico espectral	96
4.5 .- Espectros de respuesta	99
4.6 .- Espectros de Diseño	102
 CAPÍTULO 5.- FUERZAS LATERALES DE DISEÑO	
5.1 .- Cortante Basal de diseño	104
5.2 .- Repartición de cortante basal en cada planta de un pórtico	110
5.3 .- Torsión en planta	112
5.4 .- Efectos $P - \Delta$	120
5.5 .- Derivas de Pisos	170
5.6 .- Factor de confiabilidad o redundancia	171
 SEGUNDA PARTE : ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	
INTRODUCCIÓN	125
CAPÍTULO 6 .- ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DE LA PUCE EN NAYÓN.	
6.1 .- Breve explicación del programa ETABS.....	127
6.2 .- Análisis estructural	
6.2.1.- Predimensionamiento de los elementos estructurales	128
6.2.2.- Determinación de las cargas muerta y viva	130
6.2.3.- Determinación del espectro de respuesta	134
6.2.4.- Combinaciones de carga	135
6.2.5.- Resultados del análisis	136
 CAPÍTULO 7 .- DISEÑO ESTRUCTURAL	
7.1 .- Diseño de Vigas	154
7.2 .- Diseño de Columnas	168
7.3 .- Diseño de losas	170
7.4 .- Diseño de escaleras helicoidales	178

7.5 .- Diseño de Plintos aislados	179
7.6 .- Diseño de Cadenas de amarre	180

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES, COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES	181
--	------------

ANEXO "A" .- Memoria de Calculo	188
--	------------

A.1.- Reacciones del suelo calculadas mediante ETABS	189
---	------------

A.2.- Comportamiento sísmico del edificio	212
--	------------

A.3.- Diseño de vigas.....	218
-----------------------------------	------------

A.4.- Diseño de columnas.....	341
--------------------------------------	------------

A.5.- Diseño de losas.....	351
-----------------------------------	------------

A.6.- Diseño de escaleras.....	378
---------------------------------------	------------

A.7.- Diseño de plintos aislados	390
---	------------

A.8.- Diseño de Cadenas de amarre	396
--	------------

ANEXO "B" .- Reproducción autorizada del estudio de suelos del sitio a construirse el proyecto	397
---	------------

ANEXO "C" .- Demostración Matemática de algunas expresiones importantes	430
--	------------

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	440
---	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	PÁGINA
1.1.-Esquema representativo de un pórtico.....	4
1.2.-Diversas clases de armaduras tipo cubierta.....	5
1.3.-Hiperboloide Parabólico.....	6
1.4.-Estructura Esférica.....	7
1.5.-Fuerzas actuantes en un muro de contención.....	7
1.6.1.-Presa de Gravedad.....	8
1.6.2.-Sección esquemática de una presa de gravedad...	8
1.7.1.-Presa de bóveda o de arco.....	9
1.7.2.-Sección esquemática de una presa de bóveda o de arco	9
1.8.-Sistema estable.....	10
1.9.-Sistema Inestable.....	10
1.10.-Grados de libertad.....	11
2.1.-Criterio de estructuración 1.....	15
2.2.1.-Sin juntas de construcción.....	18
2.2.2.-Con juntas de construcción.....	18
2.2.3.-Con junta de construcción y elementos rigidizantes	18
2.3.-Retrocesos en elevación.....	19
2.4.-Ejemplo de piso débil.....	20
2.5.1.-Columna larga (flexión).....	21
2.5.2.-Columna corta (con cizallamiento).....	21
2.6.-Como se producen las columnas cortas.....	21
2.7.-Columna no vertical y columnas discontinuas.....	22
2.8.-Aparecimiento de columnas cortas.....	23
2.9.1.-Solución adecuada.....	23
2.9.2.-Método incorrecto.....	24
2.10.-Columnas Inclclinadas.....	24
2.11.-Disposición correcta de una junta de construcción	25

FIGURA	PÁGINA
3.1.-Comportamiento mecánico de un material frágil.....	31
3.2.-Gráfico esfuerzo vs. deformación del acero de refuerzo..	
.....	32
3.3.-Gráfico esfuerzo vs. deformación del acero de refuerzo..	
.....	32
3.4.-Diagrama esfuerzo vs. deformación del hormigón simple	
.....	33
3.5.A.-Deflexión de una viga convencional	34
3.5.B.-Deflexión de una viga banda	34
3.6.-Prediseño de vigas.....	35
3.7.-Esquema de una viga interior.....	35
3.8.-Dimensión de vigas banda.....	36
3.9.-Comportamiento de una viga ante diferentes estados de	
carga	37
3.10.-Deformaciones unitarias en el hormigón.....	37
3.11.-Diagrama de resistencia flexural en el acero.....	41
3.12. A.-Mecanismo dúctil.....	43
3.12. B.-Mecanismo frágil.....	43
3.13.-Relación momento-rotación en el rango inelástico...	45
3.14.-Zonas de esfuerzo en una viga convencional.....	45
3.15.-Luz de corte.....	46
3.16.-Diagrama de interacción nominal.....	48
3.17.-Columna en estado de falla balanceada.....	49
3.18.A,B.-Mecanismo de vigas (Dúctil, frágil)	52
3.19.-Formación de rótula plástica en la viga.....	53
3.20.-Distribución de estribos en columnas.....	55
3.21.-Distribución de refuerzo transversal.....	57
3.22.-Estado de formación de rótula plástica en columnas	
.....	58
3.23.-Diagrama que representa el comportamiento global de una	
columna tanto por cargas axiales como por cortantes	
.....	59

VIII

FIGURA	PÁGINA
3.24.-Presencia de columnas muy largas y esbeltas	61
3.25.-Contrafachada con alto grado de rigidez	63
3.26.-Modo correcto de diseñar columnas de base en regiones de alta rigidez	64
3.27.-Columnas interrumpidas	64
3.28.-Alternativa para contrarrestar gradualmente la rigidez	65
3.29.-Columnas que se convierten en elementos tensores .	65
3.30.-Muros de corte centrales y esquineros	66
3.31.-Representación de un diafragma y su función.....	69
3.32.-Diafragma rígido y diafragma semirrígido.....	70
3.33.-Diafragma flexible	71
3.34.-Distribución de momentos de torsión	71
3.35.-Comportamiento lineal de un muro de corte.....	73
3.36.-Fuerzas y momentos actuantes en una conexión interna viga - columna	80
3.37.-Comportamiento mecánico de una conexión viga - columna.....	81
3.38.-Fuerzas actuantes en un elemento "D" de una conexión viga-columna	82
3.39.-Acción de cargas sísmicas en conexiones viga-columna.	82
3.40.-Fuerzas actuantes en una junta viga - columna en dos casos	83
3.41.-Fuerzas y momentos actuantes en una conexión exterior viga - columna	84
4.1.-Ubicación de la Placa de Nazca	92
4.2.-Mapa sísmico del Ecuador	93
4.3.-Modos de vibración que adopta la estructura.....	96
4.4.-Modelo matemático de un pórtico	98
4.5.-Sistema genérico de un grado de libertad con movimiento oscilatorio	99

IX

FIGURA	PÁGINA
4.6.-Bosquejo genérico de un espectro de respuesta...	101
4.7.-Bosquejo genérico de un espectro de diseño	103
5.1.-Casos de irregularidades en planta y elevación..	107
5.2.-Representación gráfica del espectro elástico de diseño.	109
5.3.-Bosquejo de la distribución de la fuerza cortante basal.	111
5.4.-Esquema genérico de la acción de una fuerza lateral sísmica distribuida sobre un nivel de piso	113
5.5.-Efecto equivalente carga - momento torsor	115
5.6.-Representación del procedimiento para obtener C.D.M en una distribución uniforme	117
5.7.-Representación del procedimiento para obtener el C.D.M en un caso de distribución de masas no uniforme..	118
5.8.-Cargas sísmicas actuantes en una estructura arriostrada.....	123
5.9.-Acción sísmica de un pórtico resistente a momentos	123

ÍNDICE DE TABLAS y CUADROS

TABLA	PÁGINA
1.1.-Carga admisible para diversas secciones de columna	51
1.2.-Reducción de cargas vivas totales para pisos.....	51
1.3.-Tabla de comportamiento de columnas.....	62
4.1.-Sismos en el Ecuador por efecto de la Placa de Nazca	92
4.2.-Distintos tipos de suelos.....	95
4.3.-Coeficientes de suelo S y Ca para los cuatro perfiles de suelo.....	96
5.1.-Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural "R".....	105
5.3.-Casos de irregularidades en planta y elevación.....	107

EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL Y SU IMPORTANCIA

Proyectar, diseñar y construir cualquier tipo de estructura es asumir un compromiso muy serio tanto para con los contratistas como para con los usuarios. La obra debe garantizar seguridad absoluta y permanente, prestar serviciabilidad, hacer sentir seguro al usuario, y en caso de que se produzcan movimientos sísmicos de alta intensidad sea capaz de resistir y no poner en peligro la vida de sus ocupantes concediendo a estos el tiempo suficiente para evacuar el inmueble. Luego de que pase el peligro y se haya puesto el orden necesario, se evaluarán los daños estructurales en la edificación y de acuerdo a los resultados que se obtenga se decidirá si se la puede rehabilitar, o caso contrario derrocarla. Si se opta por lo segundo es por que los materiales de la que està constituida han desarrollado el máximo límite de su capacidad y por lo tanto han llegado al desgaste total, pero si este se produjo luego de un tiempo considerable posterior a su respectiva evacuación, entonces la estructura habrá cumplido con su función más importante: Salvaguardar la seguridad pública.

Un autor desconocido resumió en unas frases bastante exactas a la ingeniería estructural de este modo:

"INGENIERÍA ESTRUCTURAL ES

EL ARTE DE UTILIZAR MATERIALES

Cuyas propiedades pueden ser solamente estimadas

PARA CONSTRUIR ESTRUCTURAS REALES

Que solo pueden ser aproximadamente analizadas

QUE RESISTAN CARGAS

Que no son conocidas de manera precisa

DE TAL FORMA QUE NUESTRA RESPONSABILIDAD CON RESPECTO A LA
SEGURIDAD PÚBLICA SEA SATISFECHA. "

En estas tres ideas simples y concretas se explica el concepto, importancia y alcance de la teoría y càlculo estructural y el porque tiene relevante importancia no solo en ingeniería, sino en la vida cotidiana.

Sin desestimar el grado de importancia de los otros ramos de la Ingeniería Civil, cabe anotar que la Ingeniería estructural està estrechamente ligada a la Mecánica de suelos debido a que, como es lo lógico, toda obra civil reposa en el suelo y va ha depender de las múltiples características mecánicas, químicas, físicas, constitutivas del material de soporte el desempeño de la edificación o cualquier otra obra. Màs que nada, los estudios de suelos son indispensables para determinar la màxima capacidad de carga que estos pueden soportar , siendo aquel resultado el principal referente para diseñar las cimentaciones , elementos estructurales encargados de transferir toda la carga de la edificación al suelo , y para que este responda satisfactoriamente a la acciòn que la superestructura le està aplicando ,las zapatas , pilotes , losas o vigas de cimentación deben ser diseñadas en base a este parámetro fundamental.

Ademàs las características del suelo son útiles para determinar la fuerza de cortante basal para proceder a distribuir la carga sísmica en cada nivel de la estructura.

Para dar a conocer un poco màs la vinculación de ambos ramos, se mencionará un hecho interesante y a la vez trágico:

Un brillante ingeniero estructural de nacionalidad Suiza cuyo nombre se omitirá , diseñó importantes proyectos sobre todo en Quito , uno de ellos , el estadio Olímpico Atahualpa . Pues bien, uno de sus proyectos fue el edificio donde hasta ahora funcionan los almacenes "Casa Baca", ubicado en la 10 de Agosto y Jerónimo Carrión, frente a la Cancillería para mayor precisión. Unos pocos años después de que la edificación entró en funcionamiento se comenzaron a notar cuarteaduras y agrietamientos en las paredes, excesivas deflexiones en las vigas y losas, y ademàs ligeros hundimientos de las columnas. ¿Cuál fue la respuesta inmediata de este profesional? Pues aunque nadie lo crea: ¡su inmediato suicidio! , así es ;se especula que como vio su honor profundamente lesionado la única forma de

INTRODUCCIÒN

reparar tan grave error era "ofrendando" su propia vida.

Luego de la conmoción que generó aquella desproporcionada respuesta, se formó una comisión investigadora en la que se solicitó la memoria técnica, los planos estructurales, y además el estudio de suelos. Este último documento generó dudas en la comisión y se solicitó un estudio de suelos de un edificio aledaño que funcionaba satisfactoriamente, y comparando ambos documentos se llegó a la conclusión de que el informe del suelo del edificio en cuestión presentaba errores hasta cierto punto crasos, y que debido a ello, las cimentaciones fueron diseñadas de manera errònea, su cálculo era correcto, pero basado en resultados equivocados, de modo que la responsabilidad recayó únicamente en el ingeniero de suelos y se exculpó al estructural que de forma precipitada y sin reflexionar tomó esa decisión tan absurda y trágica.

Para terminar con esta parte introductoria, hay que mencionar la gran ayuda y simplificación que proporcionan los programas computacionales en el análisis y diseño estructural. Tanto el programa SAP como el ETABS son herramientas poderosas que realizan todo el trabajo que hasta hace ya bastantes años eran realizados en forma manual o con programas que trabajaban lenta y limitadamente. Desde luego que se necesita de los conocimientos y principios fundamentales de teoría estructural para sacarle el mayor provecho a las amplias ventajas que ofrecen estos paquetes computacionales que han hecho que los resultados sean cada vez más aproximados a la realidad y por lo tanto confiables. Estos programas, además de proporcionar excelentes resultados, simulan el comportamiento de la estructura ante cualquier evento sísmico, antes el diseñador tenía que imaginar la situación.

Fusionando la teoría estructural con la mecánica de suelos y la computación se obtendrán diseños óptimos, confiables, y más que todo que ofrezcan altos niveles de seguridad en regiones como la nuestra donde la vulnerabilidad sísmica es considerable.

PRIMERA PARTE
TEORÍA Y CONCEPTOS

CAPITULO 1 TEORÌA ESTRUCTURAL

1. 1.-ANÀLISIS ESTRUCTURAL

Es la rama de las ciencias físicas que estudia el comportamiento de las estructuras bajo determinadas condiciones de carga y de diseño.

ESTRUCTURA.- Es el conjunto de elementos tanto horizontales como verticales o inclinados conectados entre si, para en conjunto resistir la acción de las cargas externas ya sean verticales o sísmicas.

CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

1.- DE ACUERDO CON LA GEOMETRÌA Y A LA RELACIÓN DE LAS DIMENSIONES DE SUS ELEMENTOS.

1.1 .- ESTRUCTURAS APORTICADAS Y EN CELOSÌA

1.1.1.- PÒRTICOS.- Son el conjunto de elementos llamados "vigas" que transfieren cargas en sentido horizontal y "columnas" que transfieren cargas en sentido vertical. Las vigas conducen las cargas a las columnas y estas a las cimentaciones que finalmente transfieren las cargas al suelo. Los elementos son diseñados de acuerdo a la mas probable carga mayorada que vayan a resistir en el transcurso de su vida útil. Las cargas a las que los pòrticos están sometidos son tanto de tipo vertical como sísmicas. Los elementos constitutivos de los pòrticos, tanto como los nudos de conexión deben ser capaces de resistir la acción de tales cargas y producir un comportamiento estructural dúctil.

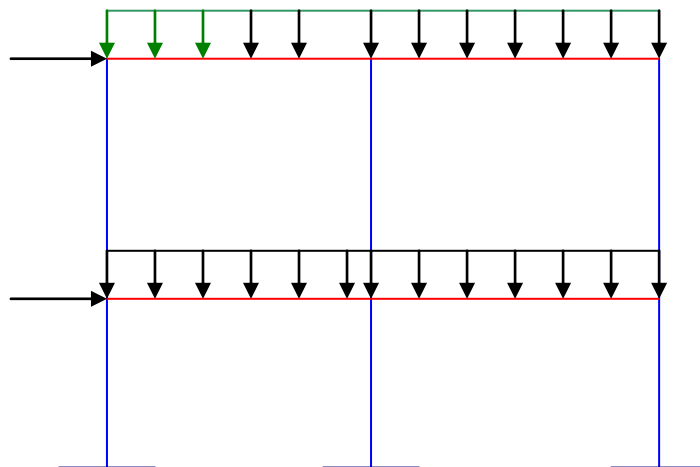


Figura 1.1 .- Esquema representativo de un pórtico

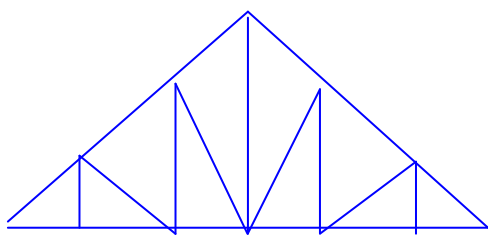
1.1.1 a.- PÒRTICOS PLANOS.- Conjunto de elementos tanto horizontales como verticales para resistir cargas tanto sísmicas como gravitacionales, dispuestos en forma bidimensional.

1.1.1. b.- PÒRTICOS ESPACIALES.- Conjunto compuesto por pòrticos planos que constituyen una estructura tridimensional cumpliendo las mismas funciones que el pòrtico bidimensional.

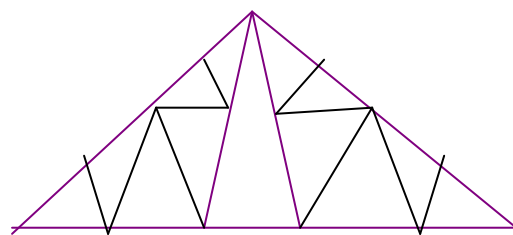
1.1.2.- CELOSIAS.- También conocidas como *armaduras* o *cerchas*, son sistemas coplanares de miembros unidos entre si màs conocidos como "miembros barra". Dicho ensamblaje constituye un armazón que brinda estabilidad. Cuando se someten a la acción de cargas, las posiciones relativas de los nudos no pueden variar. Sus elementos son conocidos como *elementos de dos fuerzas*, definidos como elementos en los que actúan dos fuerzas de igual magnitud y diferente dirección a lo largo del elemento.

Como los miembros de las celosías se caracterizan por ser delgados, estos soportan poca carga lateral, por lo que las cargas deben ser aplicadas únicamente en los nudos conectores, jamás en los miembros.

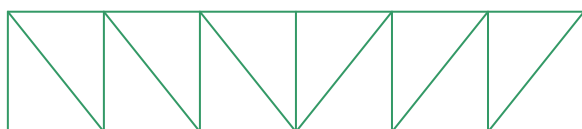
El objetivo de las celosías es el de cumplir con la función de trabajar como grandes vigas para soportar el recubrimiento de un techo sobre grandes luces.



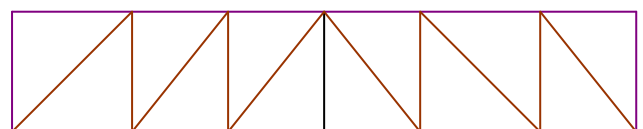
I) Inglesa



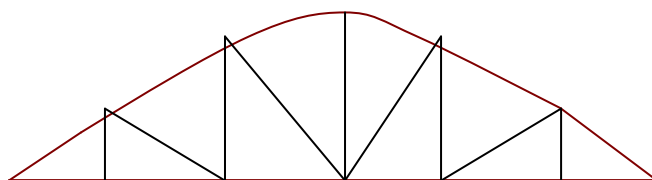
II) Fink



III) Pratt



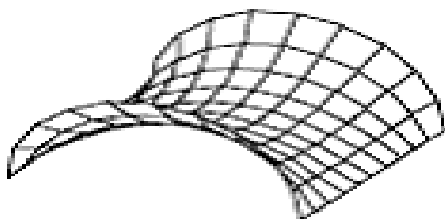
IV) Howe

V) Arco acordonado**Figura 1.2.- Diversas clases de armaduras tipo cubierta.**

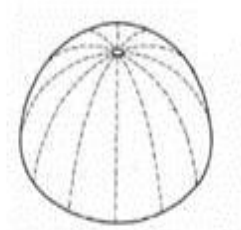
1.1.3.- ESTRUCTURAS LAMINARES.- Son estructuras generalmente de superficie curva que tienen la facultad de transmitir cargas en más de dos direcciones a los apoyos. Estas estructuras se caracterizan por el hecho de que con un mínimo de espesor son capaces de cubrir luces extensas.

Según la forma se clasifican en dos tipos: Anticlásticas y Sinclásticas.

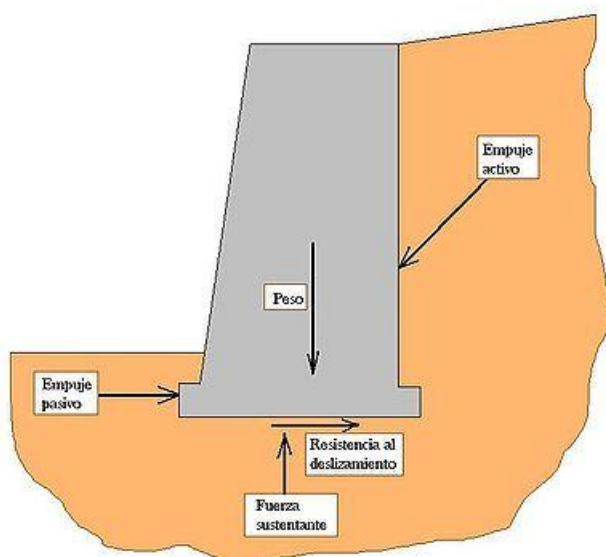
En las estructuras anticlásticas, los centros de curvatura en direcciones ortogonales de la membrana se encuentran en los lados opuestos de la superficie. Como ejemplo tenemos un hiperboloide parabólico.

**Figura 1.3.- Hiperboloide parabólico**

En las estructuras sinclásticas, los centros de curvatura se encuentran en el mismo lado de la superficie como en las esferas, globos.

**Figura 1.4.- Estructura esférica****1.1.4.- ESTRUCTURAS SÓLIDAS**

Son estructuras compactas, por lo general de hormigón o tierra. En este caso ya no constituye un conjunto de miembros conectados entre si como los pòrticos o las celosías , sinò que viene siendo un elemento de contextura uniforme capaz de soportar grandes presiones ya sean terrestres o hidráulicas que varían gradualmente en función de la cota en donde se encuentre el centro de presión de la carga resultante . Es en base a dicha fuerza resultante, su Punto de aplicación, a los empujes de tierra, resistencia al deslizamiento y al propio peso que hay que diseñar la estructura para que ofrezca capacidad de resistencia al volcamiento y en consecuencia estabilidad.

**Figura 1.5.- Fuerzas actuantes en un muro de contención.**

En el caso de las represas, según su estructura se clasifican en dos tipos: Presas de gravedad y presas de arco.

Las presas a gravedad se caracterizan por que su propio peso es el encargado de resistir el empuje del agua. El suelo sobre el cual estas son edificadas debe ofrecer gran estabilidad, debido a que sobre este recaerá todo el empuje del embalse a más del peso de la presa y embalse. Ofrecen larga durabilidad y requieren poco mantenimiento.



Figura 1.6.1.- Presa de Gravedad.

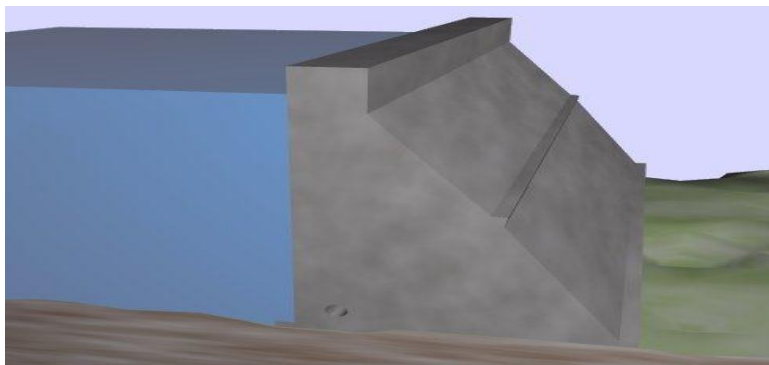


Figura 1.6.2.- Sección esquemática de una presa de gravedad.

En las presas de bóveda o de arco, su propia forma es la encargada de resistir al empuje del agua. Deben construirse en lugares donde la roca sea dura, resistente y compacta, debido a que la presión se transfiere en forma muy concentrada hacia las laderas de la cerrada. Estas estructuras son de diseño innovador y requieren de menor cantidad de hormigón para su construcción.



Figura 1.7.1.- Presa de bóveda o de arco.

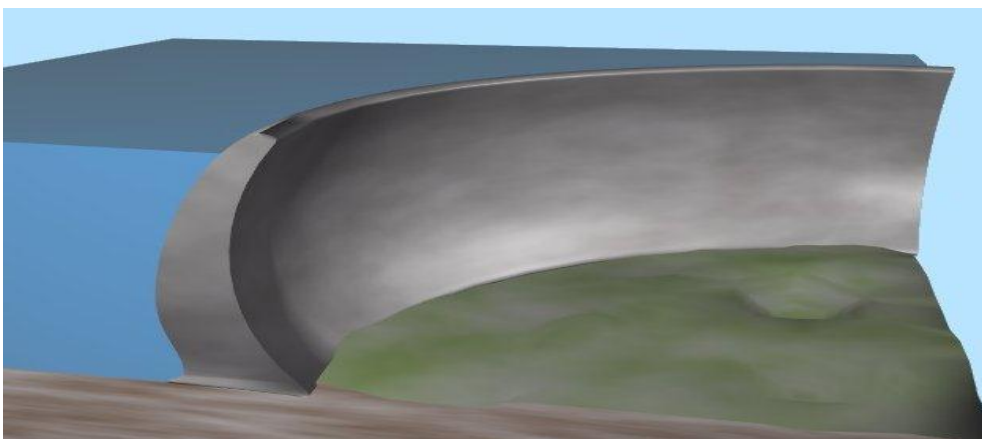


Figura 1.7.2.- Sección esquemática de una presa de bóveda o de arco.

2.- POR SU ESTABILIDAD

2.1.- SISTEMAS ESTABLES

Los sistemas estables son capaces de soportar cualquier tipo de carga con la única limitación de que no ocurra una deformación excesiva y en consecuencia el sistema falle.

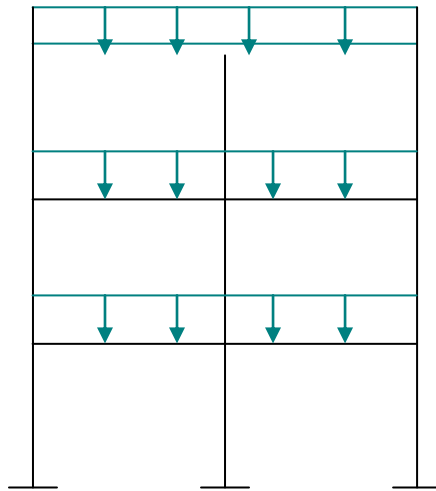


Figura 1.8 .- Sistema estable

2.2.- SISTEMAS INESTABLES

Estos sistemas son aquellos que no pueden soportar cualquier carga sinò que están restringidos a un sistema especial de cargas.

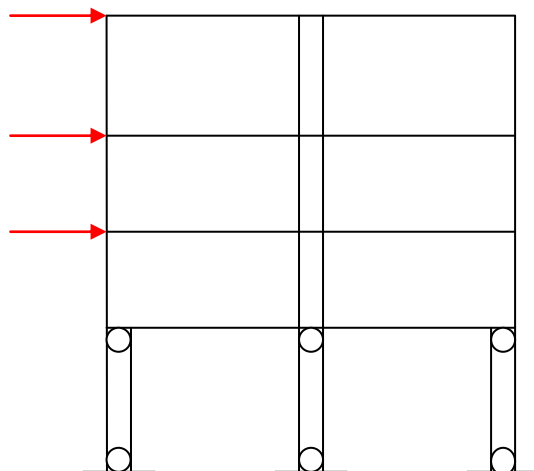


Figura 1.9 .- Sistema Inestable

3.- POR SU GRADO DE INDETERMINACIÓN

3.1.- ESTRUCTURAS ESTÁTICAMENTE DETERMINADAS

Se dice que una estructura es estáticamente determinada cuando las ecuaciones de la estática son suficientes para determinar tanto las reacciones en los apoyos como las fuerzas internas. Dicho de otra manera, cuando el número de ecuaciones es igual al número de incógnitas.

3.2.- ESTRUCTURAS ESTÁTICAMENTE INDETERMINADAS

Se dice que una estructura es estáticamente indeterminada si el número de componentes de las reacciones es mayor que el número de ecuaciones de equilibrio estático.

Si algunas fuerzas internas no pueden determinarse por la estática, a pesar de que las reacciones sean conocidas, entonces la estructura también es estáticamente indeterminada.

A las reacciones o fuerzas internas no determinadas se les denomina *redundantes*. El número de redundantes representa el grado de indeterminación de la estructura.

3.3.- GRADOS DE LIBERTAD DE UNA ESTRUCTURA

Son el número de desplazamientos claves dentro de la estructura que definen su posición en cualquier instante dado

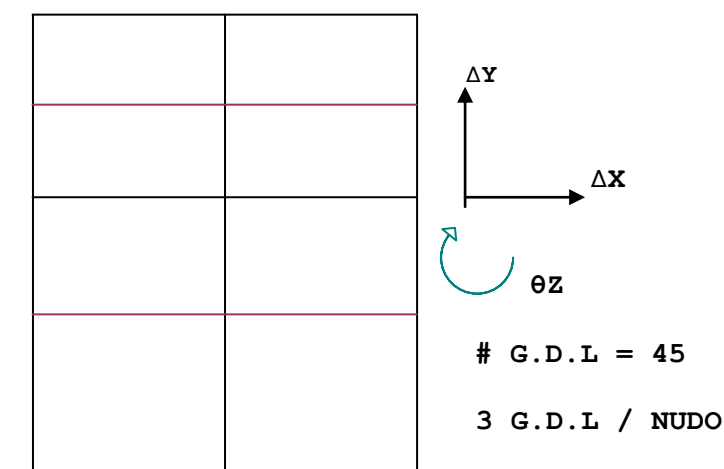


Figura 1.10 .- Grados de libertad

1.2.- PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE LA TEORÌA ESTRUCTURAL

LINEALIDAD.- Supone que la relación *carga/deflexión* es lineal: Si todas las cargas externas de una estructura son multiplicadas por un factor constante "c"; la deflexión en cualquier punto será "c" veces la deflexión previa. Dicho de otro modo: La deflexión es directamente proporcional a la carga aplicada.

SUPERPOSICIÓN.- Establece que la secuencia en la aplicación de las cargas, no altera los resultados finales.

EQUILIBRIO.- Si en una estructura con sus apoyos debidamente dispuestos no existen cambios notorios luego de que esta ha sufrido una deformación, entonces se dice que la estructura se encuentra en estado de equilibrio.

TEORÌA DE LAS PEQUEÑAS DEFLEXIONES.- Se supone que la geometría de una estructura no cambia de manera apreciable bajo la aplicación de cargas en cualquiera de las condiciones de esta. La deflexión producida se supone que està en el mismo rango.

COMPATIBILIDAD.- Se llama también "linealidad". Se dice que una estructura tiene comportamiento lineal si los movimientos en todos sus nudos y los esfuerzos en todas las barras son *directamente proporcionales* a las cargas aplicadas.

Hay una compatibilidad entre fuerza y desplazamiento, que sin embargo no siempre se cumple, la incompatibilidad entre fuerza y deformación depende de los siguientes factores:

- El comportamiento no lineal del material (materiales ortotrópicos)
- Las grandes deformaciones.
- El efecto de los esfuerzos axiales en la rigidez a la flexión.

UNICIDAD DE LAS SOLUCIONES.- Este principio asegura que no son posibles *soluciones alternativas* a los problemas de análisis estructural. De otro modo: Para un conjunto dado de cargas externas, tanto la deformación de la estructura y las fuerzas internas, así como las reacciones externas tienen un *valor único*.

1.3.- MÈTODOS QUE VAN A REGIR EL COMPORTAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA

Si bien es verdad que el principal objetivo de este trabajo será determinar el comportamiento estructural en base al programa de computación ETABS, es necesario mencionar los principales métodos en los que se determina de forma manual el funcionamiento de la estructura. En base a estos métodos matemáticos se han diseñado los algoritmos para los programas computacionales que simplifican de manera impresionante el trabajo ha realizarse, optimizando el diseñador de forma altamente satisfactoria su tiempo y energía.

MÈTODO DE LAS RIGIDECES.

- Es un método matricial.
- Utiliza las condiciones de compatibilidad.
- Se toman como incógnitas los desplazamientos de los nudos.
- Posteriormente se establecen las condiciones de equilibrio.
- Se toman en cuenta los grados de libertad total de la estructura.

MÈTODO DE LAS FLEXIBILIDADES

- Al igual que el anterior, en un método matricial.
- Se utilizan las condiciones de equilibrio
- Las incógnitas básicas son las *fuerzas en los nudos*.
- Posteriormente se establecen las condiciones de compatibilidad.
- Está altamente asociado con el *grado de indeterminación* de la estructura.

CAPITULO 2

CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACION

Antes de diseñar una estructura en forma matemática, se la debe modelar de acuerdo a la geometría que ocupa arquitectónicamente, las funciones que va ha desempeñar a lo largo de su vida útil, y las probables respuestas que esta ofrezca a las cargas a las cuales estará sometida, que son de tipo estático o dinámico.

Desde el punto de vista arquitectónico, los diseñadores desean ser innovadores y originales imperando en sus proyectos una estética donde la mayoría de las veces predominan las formas "caprichosas". Si es que eso se da con el espacio físico, no habría mucho problema, lo que sucede en muchos casos es que esa "vanidad" estética la trasladan hacia la configuración estructural siendo necesario aclarar que dicho sistema viene siendo el esqueleto de la edificación, el nervio central y "viaducto" de transferencia de las cargas de la superestructura a las cimentaciones y al suelo, por lo tanto el buen desempeño que se espera de la obra estará relacionado en forma directa con el adecuado dimensionamiento y la debida disposición que se proporcione a los elementos estructurales.

Es necesario aclarar, que no hay que imponerse sobre el criterio arquitectónico, sino fusionar adecuadamente tanto los puntos de vista de tipo estético como técnico para de modo conjunto obtener una obra que responda de manera óptima, agradable, y segura a los requerimientos que los beneficiarios de esta lo demandan.

En base a lo mencionado anteriormente, el diseño estructural se lo debe realizar procurando respetar la geometría propuesta arquitectónicamente, pero, cabe aclarar, siguiendo las normas fundamentales y especificaciones estructurales impuestas en los códigos técnicos, adaptando la correcta distribución de los miembros con sus respectivas dimensiones al espacio físico proyectado.

En este capítulo se expondrán los criterios de mayor importancia para que toda edificación ofrezca un alto nivel de seguridad y desempeño de acuerdo a los servicios para los cuales está destinada.

CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACIÓN

En los criterios generales de estructuración, juega un papel muy importante la *rigidez a flexión* de los elementos estructurales. Se conoce como *rigidez* a la resistencia que el material ofrece a experimentar deformaciones debido a la aplicación de cargas. La rigidez a flexión es directamente proporcional al módulo de elasticidad y al factor de inercia, e inversamente proporcional a la longitud del elemento estructural.

A la rigidez a flexión se la simboliza con el literal "k" y matemáticamente se expresa:

$$K = 4EI/L \quad (1.1)$$

Criterio 1.- Los elementos - estructurales o no - no deben ser sobredimensionados.- La estructura debe tener un peso adecuadamente proporcionado.

Este criterio se comprende más fácilmente recurriendo a la siguiente analogía: un modelo matemático representado por una masa suspendida en el extremo de una varilla flexible fija a algún soporte formando un péndulo invertido como se muestra en la figura

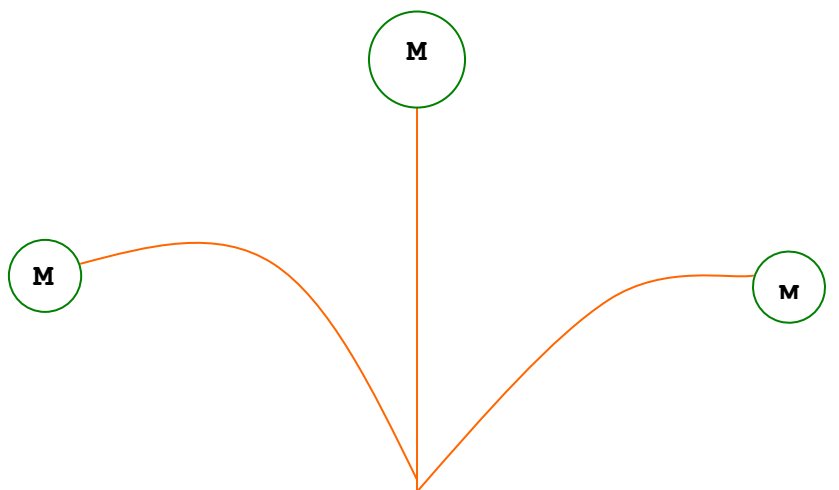


FIGURA 2.1

De acuerdo con el movimiento oscilatorio, se sabe que el período de oscilación se expresa de acuerdo a la ecuación:

$$T = 2\pi\sqrt{(M/K)}$$

Donde M es la masa que oscila y "K" la constante de la varilla, observando que el período de oscilación es

CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACIÓN

Directamente proporcional a "M", por lo tanto se puede deducir que mientras mayor sea el peso de la estructura mayor será su período de oscilación, y por lo tanto su frecuencia será menor, dicho de otro modo, en un segundo se producirá un mayor número de oscilaciones. Ahora que se comprende esta analogía y regresando al caso real, se razona que si a la estructura se la sobredimensiona, en caso de un movimiento sísmico esta experimentará un período de vibración alto y en consecuencia la frecuencia de oscilación será menor aumentando las posibilidades de que la estructura colapse.

Para cumplir con este criterio, a más de optimizar las dimensiones de los elementos, se debe tratar de utilizar materiales livianos y someter a las vigas y losas a chequeo de deflexiones.

Criterio 2.- Los elementos de grandes masas deben ubicarse en las partes mas bajas de la estructura.

El cortante basal de diseño (véase capítulo 5), producido por la acción de los movimientos sísmicos, en el diseño estructural será repartido a cada uno de los niveles del pórtico, dicha repartición variará de mayor a menor magnitud siendo mayor en los niveles más bajos de la estructura, por lo que su acción debe ser contrarrestada. Para ello deben colocarse elementos rigidizadores con el fin de limitar los desplazamientos laterales

Criterio 3.- Evitar voladizos con longitudes muy grandes.

Entre las consecuencias de incorporar voladizos largos en la estructura las que mas hay que resaltar son dos: La estructura experimentará *excesivas deformaciones*, por lo tanto va a perder serviciabilidad.

La otra consecuencia que hay que tomar en cuenta es que como el elemento estructural flejará debido a su propio peso con un momento mayor debido a que el centro de masa tendrá un brazo de palanca considerable, existirá el riesgo de un excesivo agrietamiento en la zona de tensión con mucha probabilidad de que se resquebraje el recubrimiento del acero de refuerzo quedando este prácticamente expuesto a la intemperie lo que traerá consigo su corrosión.

Si por razones arquitectónicas o de cualquier otra índole no fuera posible acortar las dimensiones de los voladizos, se le debe dar mayor peralte a la viga, debido a que la inercia aumentará y por consiguiente adquirirá mayor rigidez.

Criterio 4.- Se debe procurar sencillez, simetría y regularidad en planta.

Al aplicar este criterio lo que se busca es reducir los efectos producidos por un fenómeno conocido como *torsión en planta* que se explicará mas a fondo en el capítulo 3.

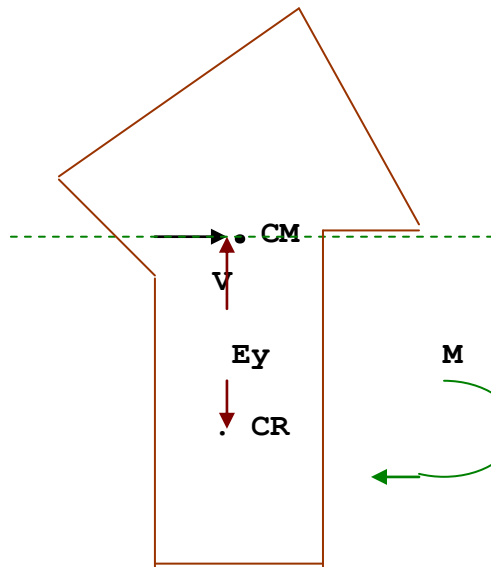
La torsión en planta se da única y exclusivamente cuando actúan cargas sísmicas laterales.

La línea de acción de la carga sísmica pasará por el *centro de masas* que es un punto ficticio donde se supone concentrada la masa del nivel. La carga sísmica producirá momento con respecto a un punto conocido como *centro de rigideces*; punto hipotético donde se supone concentrada la rigidez del nivel, en otras palabras, la resistencia que este ofrece al desplazamiento.

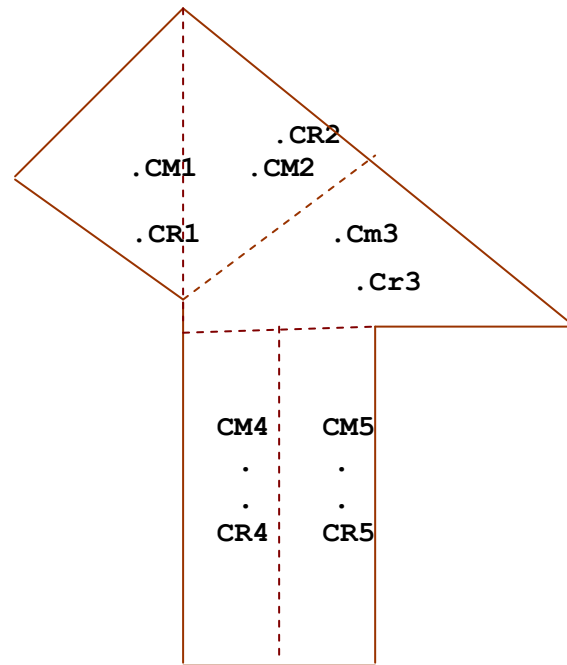
La ubicación del centro de masas depende básicamente de la geometría de la planta, y la del centro de rigideces de la disposición de elementos rigidizadores (muros, columnas).

Si la distancia entre el centro de masas y el centro de rigideces es considerable, entonces será mayor el brazo de palanca y en consecuencia la torsión en planta también será mayor poniendo en riesgo la estabilidad de la estructura. Al dimensionar de acuerdo a los criterios de sencillez, simetría y regularidad lo que se busca es reducir lo mejor que se pueda el brazo de palanca aminorando el efecto de torsión en planta. Para poder lograr aquello existen algunas soluciones estando entre las más importantes las siguientes:

- **Empleo de Juntas de construcción.-** Con este criterio lo que se hace es dividir a la edificación en "bloques", de tal forma que cada uno de ellos tenga su correspondiente planta representada por formas geométricas lo mas sencillas posible. De este modo cada "bloque" contará con sus propios centros de masa y rigidez que a la vez estarán cercanos entre si y en forma independiente unos de otros simplificando de esta forma el efecto de torsión en planta.
- **Ubicación de elementos rigidizadores.-** La determinación del centro de rigideces está en función del número, disposición y de las respectivas coordenadas de los centros de masa de los elementos rigidizantes. Por lo tanto se debe dimensionar y distribuir los elementos estructurales de una forma tal que el centro de rigideces esté lo mas cercano posible al centro de masa.



SIN JUNTAS DE CONSTRUCCIÒN
FIG.2.2.1



CON JUNTAS DE CONSTRUCCIÒN
FIG.2.2.2

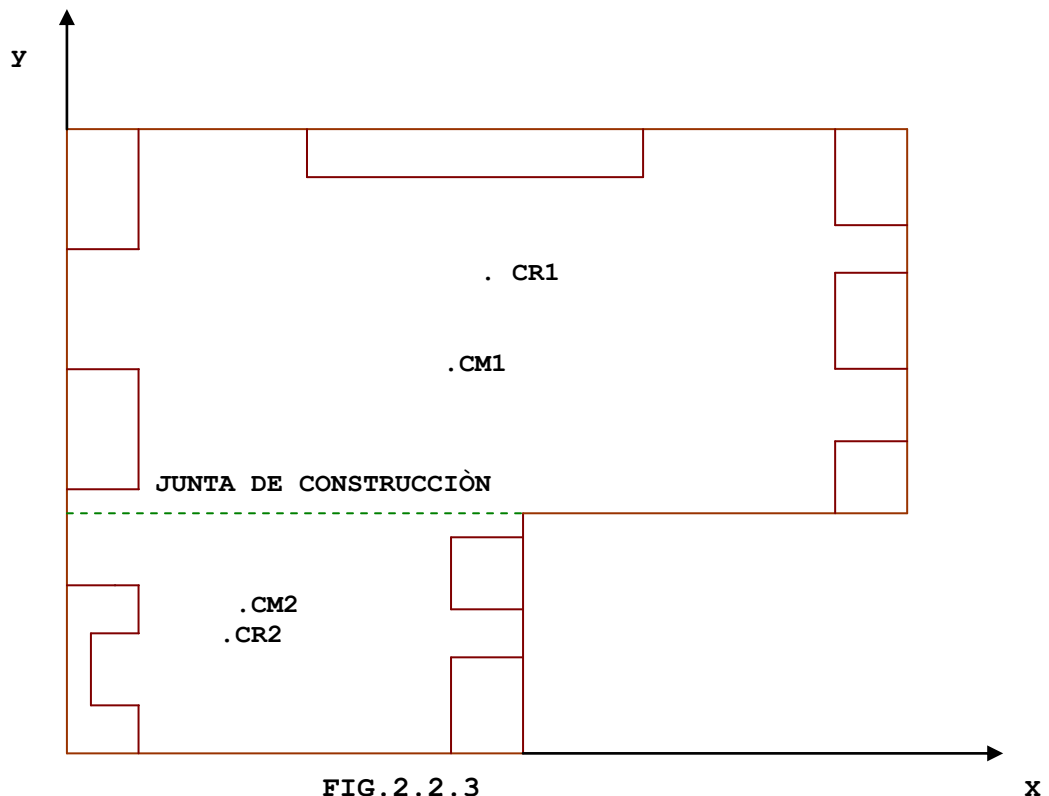


FIG.2.2.3
CON JUNTA DE CONSTRUCCIÒN Y ELEMENTOS RIGIDIZANTES

Criterio 5.- Se debe procurar sencillez, simetría y regularidad en la elevación.

Lo que se busca con este criterio es evitar los cambios bruscos de sección, lo que traería consigo considerables variaciones en las rigideces y por consiguiente un mayor grado de inestabilidad de la estructura.

Cabe aclarar que no se está aconsejando diseñar edificios de arquitectura elemental. Una edificación debe ofrecer seguridad en el aspecto ingenieril, ornato en el aspecto arquitectónico y funcionalidad en ambos. Como se explicó en la introducción de este subcapítulo, hay que saber combinar adecuadamente ambos puntos de vista y adaptar convenientemente tanto la técnica como la estética.

Una sugerencia entre algunas, es que la estructura experimente cambios graduales en su rigidez y para lograr aquello se recomienda a los arquitectos diseñar con *retrocesos en elevación* como se muestra en la figura 3-1

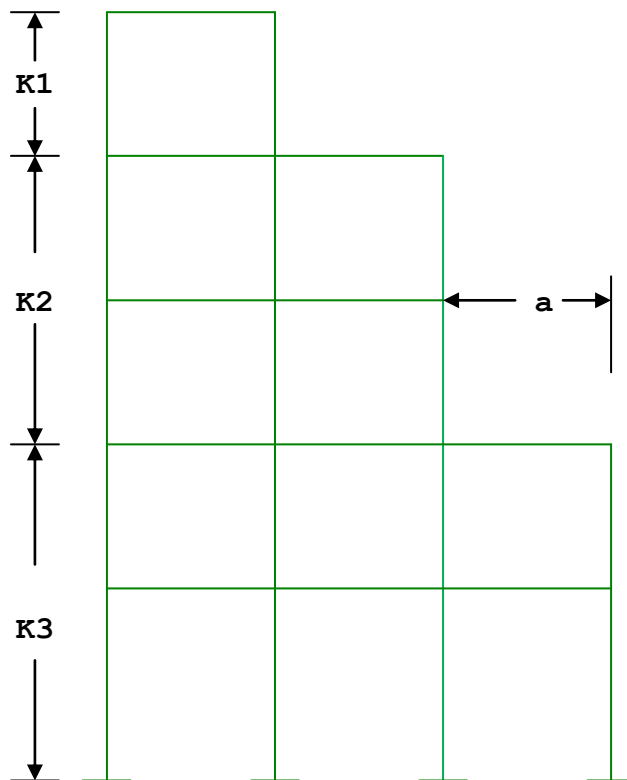


FIGURA 2-3 : RETROCESOS EN ELEVACIÓN

Criterio 6.- Evitar los "pisos débiles".

Se conoce como *piso débil* al nivel en el cual su resistencia lateral es menor que el 80% de la resistencia del inmediato superior. En estos pisos se concentra un alto grado de vulnerabilidad sísmica poniendo en alto riesgo la estabilidad de la estructura.

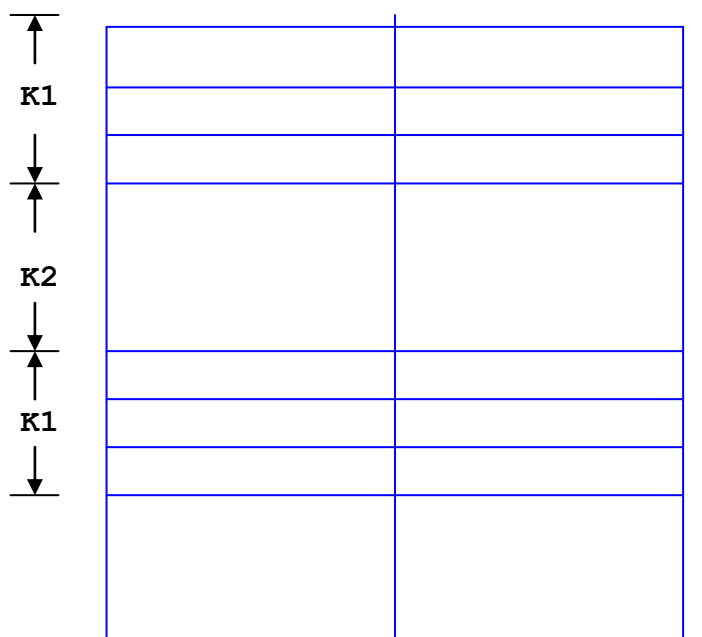


FIGURA 2.4: EJEMPLO DE PISO DÉBIL

En la figura 2.4 se observa que la rigidez K2 es menor que K1, por lo tanto el tercer nivel es considerado como "piso débil" y en consecuencia presenta vulnerabilidad sísmica.

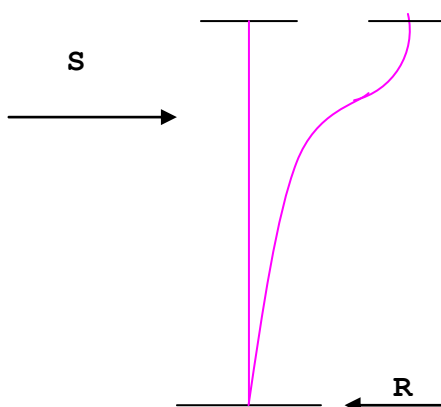
Para solucionar este problema se debe: aumentar la rigidez de las columnas en el piso débil, o bien reforzarlas con láminas de carbón aunque constituye una solución algo costosa.

Otra solución es la de incluir muros de cortante en el o los pisos en cuestión.

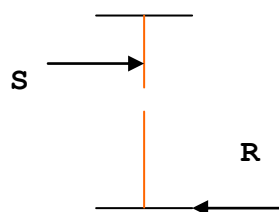
Es preciso identificar los elementos estructurales en el piso débil.

Criterio 7.- Evitar columnas cortas.

Se dice que una columna es "larga" cuando esta tiene una longitud lo suficientemente amplia que le proporciona flexibilidad ; en cambio es considerada como "corta" cuando tiene una dimensión tal que esta tiende a fallar por corte o cizallamiento contraviniendo de este modo el principio básico de diseño sismorresistente que busca que fallen primero las vigas.



2.5.1 COLUMNA LARGA (FLEXIÓN)



**2.5.2 COLUMNA CORTA
(CON CIZALLAMIENTO)**

FIGURA 2.5 DIFERENCIA ENTRE COLUMNA LARGA Y COLUMNA CORTA

La presencia de columnas cortas se produce generalmente por que a estas se les adhiere elementos de mampostería quedando una parte de la columna confinada y la que sobresale tiene una dimensión que no le proporciona el suficiente grado de esbeltez como para que trabaje a flexo compresión. Para evitar esto se debe o bien aislar la mampostería de la columna , o incluirla en el análisis estructural. (Mas sobre este criterio en 3.5.4).



FIGURA 2.6 COMO SE PRODUCEN LAS COLUMNAS CORTAS

Criterio 8.- Los elementos verticales deben ser continuos desde la cimentación hasta el último piso.

Este criterio es uno de los que mas comúnmente se omite.

Muchas veces se cae en la tentación de dar a la estructura formas erróneamente "originales", debido a que como se mencionó al inicio de este capítulo se quiere involucrar en el aspecto estético a los elementos estructurales , y mas que todo a las columnas. Se aclarará una vez más que las columnas no constituyen ornamento alguno: *Son elementos netamente estructurales que cumplen la función de transferir las cargas actuantes en la edificación a las cimentaciones, y de estas a su destino final que es el suelo.* No obstante se ha visto que se prescinde de este criterio tan fundamental y se construyen edificaciones que no ofrecen seguridad debido a la mala disposición de los elementos verticales. A continuación se mostrarán algunos ejemplos de la incorrecta disposición de las columnas.

8.1.- Discontinuidad y alineación incorrecta.

Las columnas deben ser absolutamente verticales. Si estas no tienen continuidad, la carga de los pisos superiores será absorbida por la losa del piso Terminal de aquellas columnas llegando a producirse considerables deflexiones de las placas y su posterior deterioro. En el más grave de los casos las columnas discontinuas a más de soportar el peso del nivel superior tienen que sostener a la losa de su respectivo nivel y al no tener columnas cooperantes pueden llegar a convertirse en elementos tensores. En la figura 2.7 se observa esta incorrecta disposición.

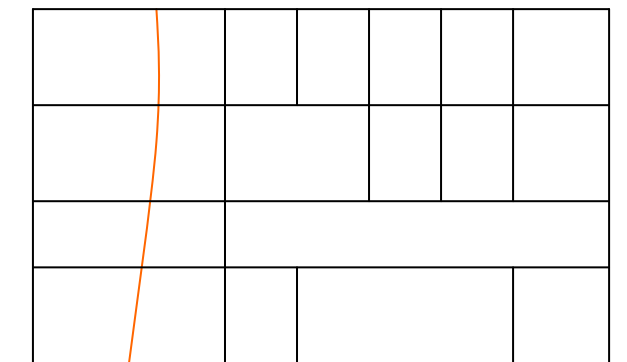


FIGURA 2.7 COLUMNA NO VERTICAL Y COLUMNAS DISCONTINUAS

8.2.- Formación de columnas cortas.

Puede darse el caso de que exista continuidad en todas las columnas de la estructura más no uniformidad en la altura de entrepisos: en un mismo nivel algunos entrepisos son más altos que los aledaños llegando a formar las "columnas cortas" a las que se hizo referencia en el criterio anterior. Por lo tanto los lugares en donde hay columnas cortas - que rompen con la estructura - son los más inseguros.

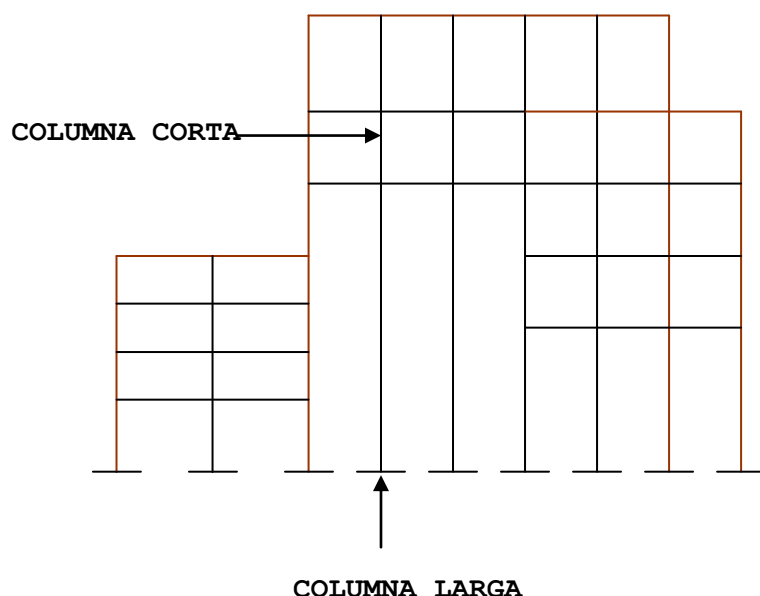


FIGURA 2.8: APARECIMIENTO DE COLUMNAS CORTAS

8.3.- Desnivel entre columnas.

Si el terreno donde se va a levantar la edificación se encuentra ubicado en una ladera, lo mejor que puede hacerse es un corte en toda el área donde esté destinada la ubicación del inmueble para de este modo proceder a cimentar a un nivel uniforme.

FIGURA 2.9.1.- SOLUCIÓN ADECUADA



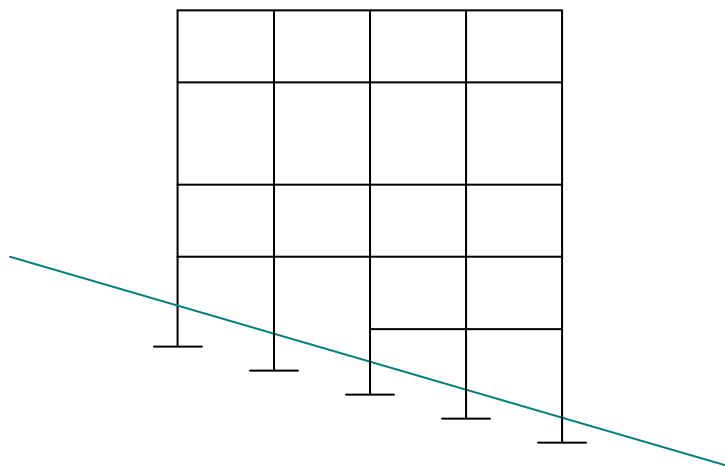


FIGURA 2.9.2: MÉTODO INCORRECTO. Obsérvese además que esta disposición también puede ocasionar el aparecimiento de columnas cortas y largas.

8.4.- Columnas Inclinadas.

Cuando se desea que la edificación tenga una forma original y mas que nada llame la atención, una de las formas mas tentadoras es la de construir columnas inclinadas como se muestra en la figura 3.7. Estéticamente se ve simpático pero técnicamente es poco menos que aconsejable debido a que las cargas estáticas actúan en dirección vertical, por tanto el peso se subdivide en dos componentes: una en dirección del elemento inclinado y otra perpendicular al mismo lo que ocasionará que esta última genere momento , incrementando de este modo su capacidad de trabajo a flexión descompensando la funcionalidad del sistema estructural.

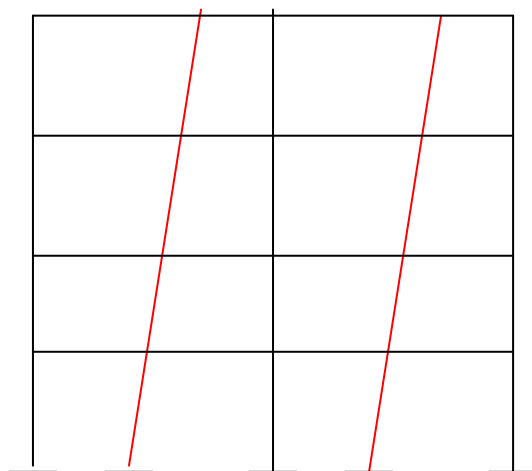


FIGURA 2.10: COLUMNAS INCLINADAS .- Disposición llamativa pero incorrecta

Criterio 9.- Ningún elemento estructural vertical debe cambiar de sección en forma brusca.

Debe evitarse en lo posible el cambio de dimensiones en la sección, porque si esto llega a darse, se altera la rigidez lo que traerá inestabilidad a la edificación. Si es que por algunas razones se desea o debe modificarse las dimensiones de las columnas, lo apropiado es hacer una reducción gradual y siempre desde abajo hacia arriba de acuerdo a lo que se explicó en los criterios "1" y "2".

Criterio 10.- Cuidar juntas de construcción en edificios adyacentes.

Hay que procurar , sobre todo cuando se construye al lado de una edificación diferente , que los niveles de entrepiso sean similares porque en caso de darse un movimiento sísmico existirá el riesgo - si es que los niveles no son iguales - de que la losa de un edificio colisione con la columna del otro quedando como consecuencia considerablemente afectada y con certera posibilidad de colapsar poniendo en peligro al resto de pisos que al igual, sus respectivas columnas aledañas a las losas del otro edificio han de ser afectadas en mayor o igual grado.

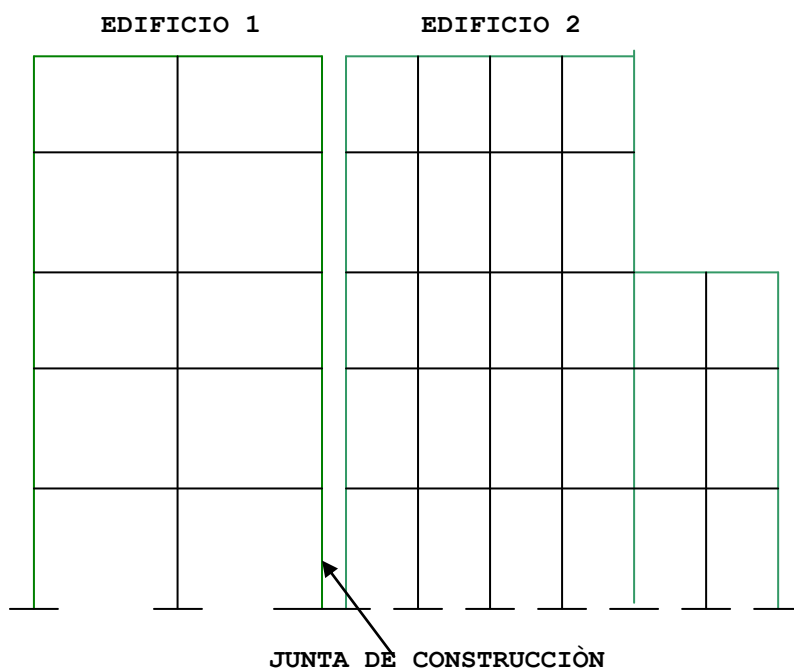


FIG. 2.11.- DISPOSICIÓN CORRECTA DE UNA JUNTA DE CONSTRUCCIÓN

CAPITULO 3

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este capítulo se verán con un amplio grado de detalle los principales elementos que conforman la estructura de una edificación una vez que han sido expuestos en el anterior los criterios fundamentales para obtener una estructura funcional.

3.1.- Cargas de diseño.

El primer paso para diseñar una estructura - una vez determinada la disposición de sus respectivos elementos de acuerdo al plano arquitectónico - consiste en la estimación de cargas de servicio. Esta fase es de gran importancia debido a que las dimensiones que se asignen a cada uno de los componentes dependen en forma directa de las condiciones externas a las que estará sometida la edificación en el transcurso de su vida útil. Expresando de forma más explícita: La estructura debe ofrecer un grado de respuesta apropiado a los diversos factores que incidirán en su funcionamiento. Su desempeño dependerá de dicho grado de respuesta, resultando este de las condiciones mecánicas de los elementos que la conforman, que a su vez estarán en función de las propiedades de los materiales que constituyen tales elementos.

3.1.1.- Tipos de Cargas.

Una vez explicada la indispensable importancia que tienen las cargas en el comportamiento estructural, se citarán los diversos tipos de cargas actuantes en edificaciones y demás estructuras.

Cargas estáticas.- Son cargas que permanecen en un estado determinado que no cambia con el transcurso del tiempo.

Cargas dinámicas.- Cargas que cambian de un estado a otro en un lapso determinado de tiempo.

Cargas repetidas.- Son cargas que actúan, cesan y vuelven a actuar, es decir que tienen un ciclo determinado de acción causando variación en las fuerzas internas de la estructura.

Cargas de impacto.- Cargas que transmiten energía a una estructura en un breve intervalo de tiempo.

Cargas uniformemente repartidas.- Cargas que actúan en forma constante sobre un área de superficie del miembro estructural en consideración.

Cargas puntuales.- Se denominan de este modo a las cargas que actúan en un área muy pequeña con respecto al área completa del miembro que las soporta.

Carga axial.- Carga cuya resultante pasa por el centroide de una sección siendo perpendicular al plano de la misma.

Carga excéntrica.- Carga cuya resultante pasa a una determinada distancia del centroide de una determinada sección. La carga es perpendicular al plano de la misma.

En el cálculo estructural se emplean los siguientes tipos de cargas:

Cargas muertas.- Se denominan de este modo a las cargas que permanecen en su lugar por lapsos de tiempo permanentes: El propio peso de la estructura.

Cargas vivas.- Se consideran cargas vivas a aquellas que actúan en la estructura por un período de tiempo definido, por ejemplo: Los ocupantes del edificio o cualquier otra obra civil, mobiliario, cargas efímeras, vehículos (en el caso de puentes).

Cargas sísmicas.- Son fuerzas que producen los máximos esfuerzos o deformaciones estructurales durante un movimiento sísmico.

Cargas de viento.- Son las máximas fuerzas aplicadas a una estructura por el viento en un determinado lapso de tiempo.

La carga muerta se determina en función del peso propio que a su vez depende de: La loseta, los nervios de la losa, los bloques, enlucido inferior, macillado impermeabilizado y revestimiento.

La carga sísmica se determina de acuerdo a las funciones que va a desempeñar el edificio. Este paso debe hacerse de acuerdo a Códigos de construcción debidamente certificados de acuerdo a las condiciones sísmicas de la región en donde funcionará la edificación. En nuestro medio (y en esta obra) se emplea el Código Ecuatoriano de la Construcción.

3.1.2.- Factores de seguridad

Se conoce como "factor de seguridad" a la reserva de resistencia con que se debe dotar a una estructura para que esta brinde seguridad confiable a sus usuarios. Explicando de otro modo, a la estructura se le proporciona resistencia un cierto número de veces mayor a la que soportará de acuerdo a las cargas estáticas y sísmicas estimadas con las que deberá trabajar.

Importancia de los factores de seguridad

- Una edificación por lo general estará sometida a la acción de cargas - ya sea estáticas o sísmicas - que resultan mayores que las que se prevé en el análisis estructural.
- El diseñador no está exento de cometer errores en el proceso de cálculo. Los factores de seguridad por lo tanto tienden a compensar las falencias derivadas de las posibles equivocaciones cometidas; por supuesto que estas deben ser mínimas e involuntarias.
- Tanto la estructura como sus elementos constitutivos tienen su respectivo grado de importancia, por consiguiente los efectos del sismo tienen que ser atenuados de acuerdo a la función correspondiente al sistema estructural y cada uno de sus miembros.
- Los materiales empleados en la construcción del inmueble probablemente no guarden una óptima calidad dando como resultado un comportamiento menor al que se espera para que responda debidamente a las cargas de servicio y sísmicas a las que estará sometida la estructura.
- Según el criterio del autor desconocido que se mencionó en la parte introductoria: Las estructuras solo pueden ser *aproximadamente* analizadas para resistir cargas que *no son conocidas de manera precisa*, de modo que por muy sofisticado y actual que sea el programa de cálculo estructural no hay que tener la equivocada creencia de que además será "predictivo", por lo tanto se debe asignar a la estructura su respectivo coeficiente de seguridad.
- Como se sabe, en nuestro medio la mayoría de la mano de obra es empíricamente calificada y por más control que se tenga sobre las cuadrillas de obreros existirá un cierto grado de error en el proceso constructivo.

3.2.- Filosofía fundamental del Diseño Sismorresistente.

"La gran energía introducida por un sismo debe ser absorbida y posteriormente disipada a través de *grandes pero controladas* deformaciones inelásticas. Tales deformaciones deben evitar inducir daños considerables a los elementos sean estructurales o no, garantizando de este modo la seguridad de los ocupantes de la estructura y los edificios aledaños". (1)

3.2.1.- Aspectos básicos del Diseño Sismorresistente

Según el Ingeniero mexicano Roberto Melli Piralla (2), los aspectos básicos del diseño sismorresistente son los siguientes:

- "La acción de un sismo reviste aspectos absolutamente distintos de los de la mayoría de otras acciones. Sus efectos dependen de una interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo adyacente y la estructura misma".
- "El diseño sismorresistente implica la selección de un sistema estructural *idóneo y eficiente* para absorber los efectos sísmicos y de un cuidado especial en la observancia de requisitos de dimensionamiento y detalle de los elementos estructurales y no estructurales".
- "El *carácter accidental* de la acción sísmica junto con el elevado costo que implica hacer que ante un sismo de gran intensidad la respuesta de la estructura se mantenga siempre dentro del *rango elástico* , obliga a aprovechar las *propiedades inelásticas* de los materiales y en particular la *ductilidad* para darle un desempeño adecuado a las estructuras dentro del campo sismorresistente".

(1),(2) Ing. Roberto Melli Piralla. Conferencia en Nueva York.1997

3.3.- Estados límites de una estructura.

3.3.1.- Estado límite de servicio:

- Carga muerta.
- Carga viva.
- Sismos pequeños
- Aceleración máxima esperada : 0,15g
- Diseño por resistencia.

3.3.2.- Estado límite de daño:

- Carga muerta.
- Carga viva.
- Sismos moderados.
- Aceleración máxima esperada : 0,25g
- Diseño por resistencia + Capítulo 21 Código ACI 318S-2005.

3.3.3.- Estado límite de colapso:

- Carga muerta.
- Carga viva.
- Terremotos.
- Aceleración máxima esperada: 0,4g.
- Diseño por resistencia + Capítulo Código ACI + Diseño por capacidad.

3.4.- Propiedades de los materiales

Ductilidad.- Es la capacidad que tienen los materiales para deformarse plásticamente. Se dice que la deformación es "plástica" cuando esta es de más del 5% de la longitud inicial del material antes que este falle. Se puede conceder al material el carácter de "dúctil" cuando este está en capacidad de experimentar una deformación permanentemente apreciable. Entonces de acuerdo a lo mencionado, la gran ventaja de una estructura *dúctil* es que al adquirir una gran deformación puede absorber mayor energía sísmica y dará un aviso previo a la falla otorgando el tiempo necesario para evacuar la edificación.

Fragilidad.- Se le da al material la condición de "frágil" cuando este no está en capacidad de experimentar deformación dentro de su rango plástico.

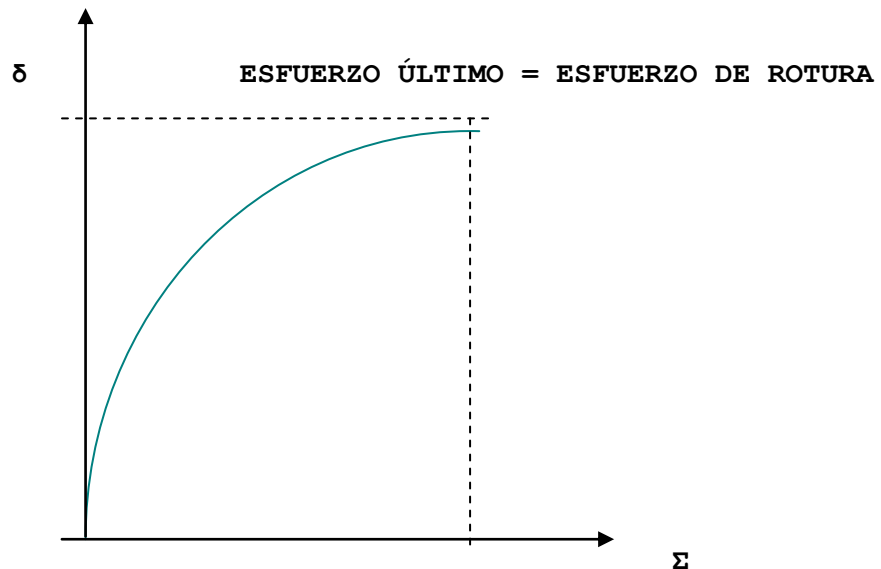


FIGURA 3.1 .- COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE UN MATERIAL FRÁGIL

Plasticidad.- Capacidad del material para deformarse y retener la energía que produjo tal deformación al cesar de actuar las cargas.

Tenacidad.- Es la cantidad de energía que un material puede absorber hasta su rotura.

Resiliencia.- Es la capacidad de los materiales para absorber energía dentro de su respectivo rango elástico.

Límite de fluencia.- Estado del material en el cual este comienza a presentar grandes deformaciones con incrementos de carga ausentes o pequeños.

Material Elastoplástico.- Es todo material que presenta un esfuerzo de fluencia constante.

3.4.1.- Características mecánicas de los materiales del H.A

Acero de refuerzo

* Con el fin de trabajar matemáticamente dentro de la zona de fluencia, se puede *asumir* que el acero es un material elastoplástico perfecto. En este caso el esfuerzo de cedencia está aproximadamente a un 5% del valor nominal.

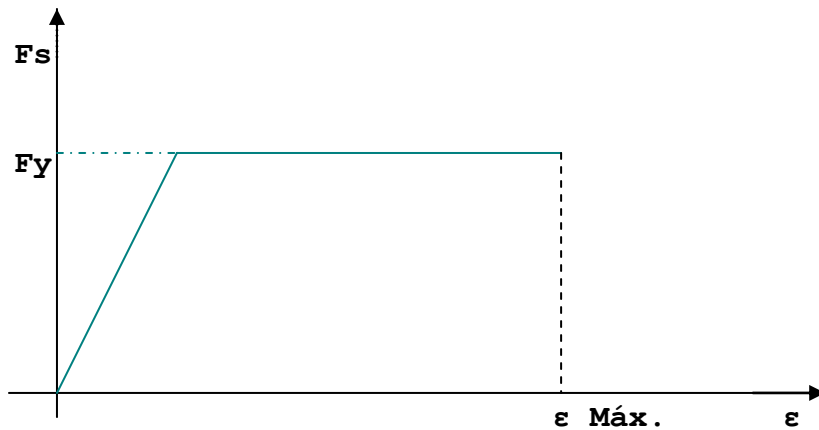


FIGURA 3.2

- En el rango inelástico el material comienza a endurecerse.

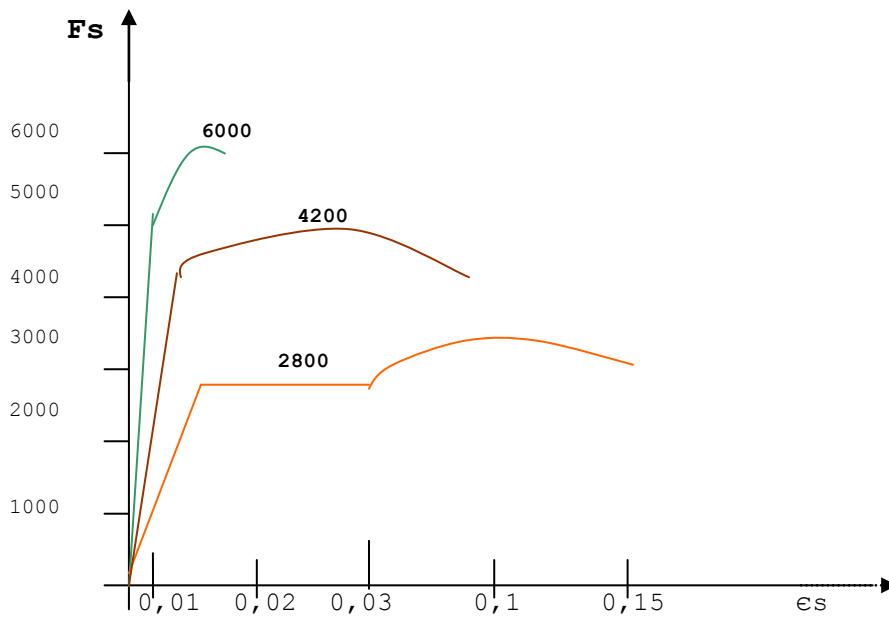


FIGURA 3.3

Cuando $f_y = 4200$ (Kg/cm²), $\epsilon_s = 0,01$ en el rango inelástico. Su grado de ductilidad es igual a 5.

Cuando $f_y = 2800$ (Kg/cm²), $\epsilon_s = 0,03$ en el rango inelástico. Su grado de ductilidad es igual a 20.

Por lo tanto se puede concluir que los aceros de menor límite de fluencia tienen mayor grado de ductilidad.

Hormigón no confinado

El diagrama esfuerzo - deformación unitaria del hormigón simple se lo representa así:

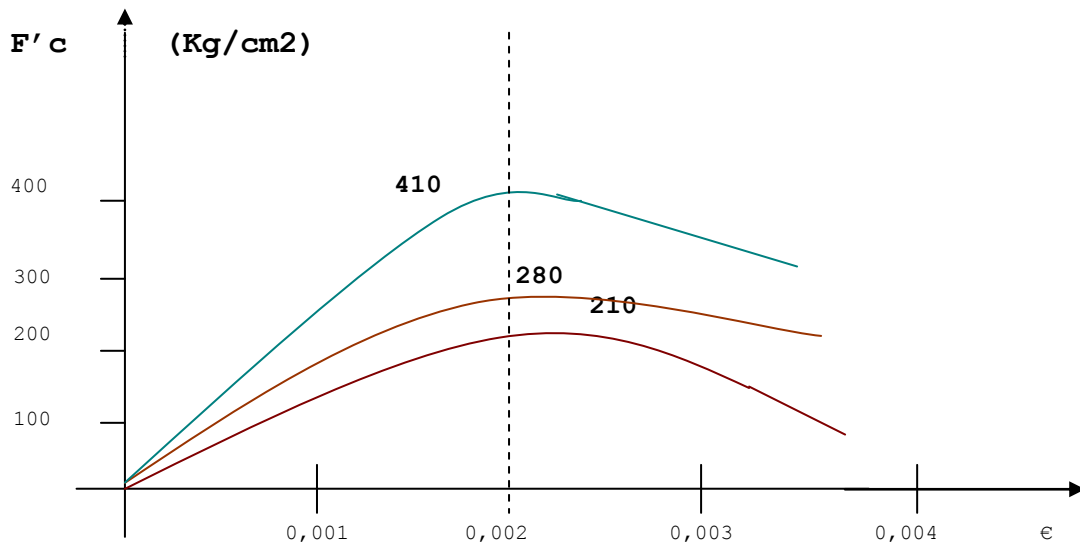


FIGURA 3.4

Se puede observar en el diagrama que los hormigones adquieren su máxima resistencia a la compresión cuando experimentan una deformación unitaria de 0,002.

La deformación unitaria máxima está en el rango de 0,003 hasta 0,004.

Por lo tanto se puede concluir que el hormigón que presenta menor resistencia a la compresión tiene un mayor grado de ductilidad.

3.5.- Elementos Estructurales

3.5.1.- Vigas

3.5.1.1.- Clasificación

En los sistemas estructurales de edificaciones existen dos tipos de vigas: Las vigas convencionales y las vigas banda.

Vigas convencionales.- Son vigas de un peralte adecuado que no están embebidas en las losas. Su principal ventaja es que al no haber fusión entre miembros tienen libertad de trabajar y debido a ello existe una buena transmisión de carga de columna a viga.

Vigas banda.- Son vigas de *bajo peralte* y embebidas en la losa.

Presentan algunas ventajas, entre las que se pueden mencionar las siguientes: Ofrecen una flexibilidad aceptable, tienen buena capacidad de absorción del momento exterior, pueden ser doblemente armadas.

Pero también ofrecen desventajas: Su costo es alto, es difícil acoplarlas a las columnas, presentan dificultades constructivas en el cuello de la columna, por lo general las deflexiones son notorias.

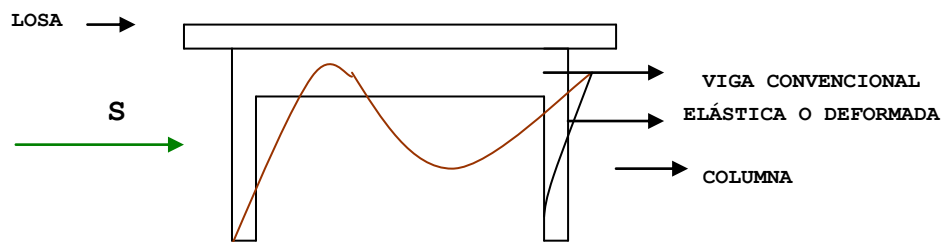


FIGURA 3.5.a

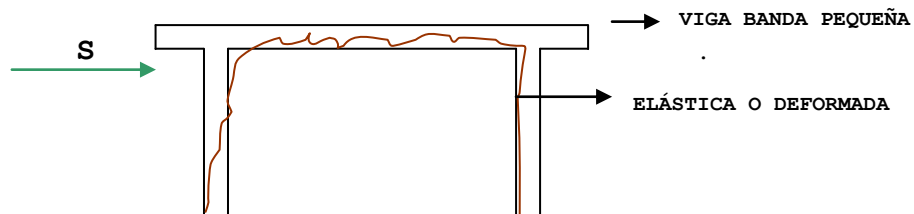


FIGURA 3.5.b

3.5.1.2.- Prediseño de vigas de acuerdo al CEC 2000

En el caso de las vigas convencionales:

Se asumirá una viga con la siguiente sección:

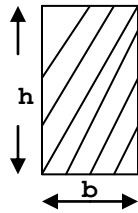
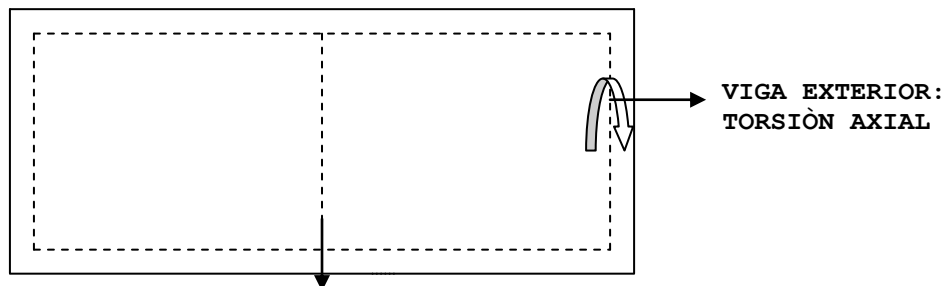


FIGURA 3.6

Para controlar la torsión axial del elemento:

$b \geq 25$ (cm) en las vigas interiores.

$b \geq 30$ (cm) en las vigas exteriores.



VIGA INTERIOR: NO HAY MAYOR TORSIÓN AXIAL

FIGURA 3.7

La relación base - altura será: $b/h \geq 0,30$

Esta relación se da para evitar el pandeo lateral.

Para determinar el peralte:

$h \geq 1/12$ para los pisos inferiores

$h \geq 1/14$ para los pisos intermedios

$h \geq 1/16$ para los pisos superiores

Donde "l" es la luz libre de la viga.

Se recomienda la construcción de las vigas banda para luces : $4 \leq l \leq 4,5$ (m)

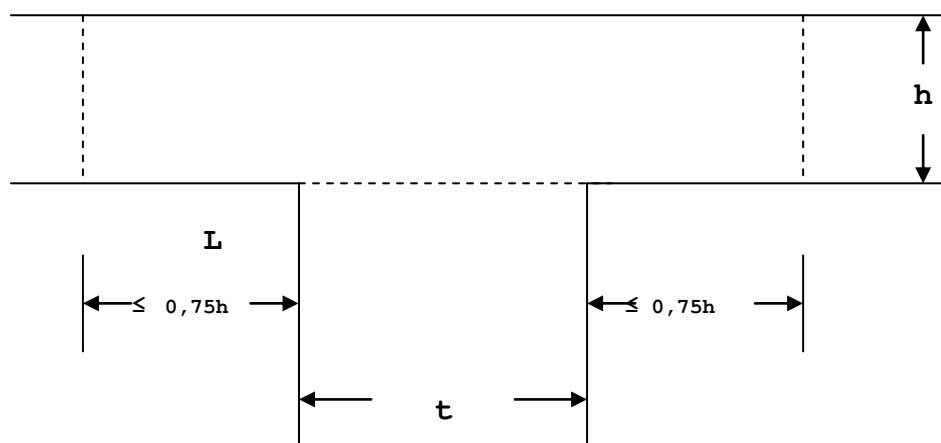


FIGURA 3.8

Donde $b \leq 1,5h + t$

En la zona donde $L \leq 0,75h$ hay que evitar el acero transversal.

t : ancho de la columna

3.5.1.3.- Diseño Sismorresistente de vigas

En el diseño de vigas y demás elementos estructurales se chequeará el comportamiento a ductilidad.

En las vigas se mide su comportamiento de acuerdo a la relación momento - curvatura.

La curvatura de la viga es la relación entre su deformación unitaria y la distancia al eje neutro y se la representa por ϕ .

$$\phi = \frac{\text{DEFORMACIÓN UNITARIA}}{\text{DISTANCIA AL EJE NEUTRO}} \quad (3.1)$$

DISTANCIA AL EJE NEUTRO

En la figura 3-9 se representa los diferentes estados a los que llegará una viga genérica al ser sometida a todos los diferentes estados de carga posibles.

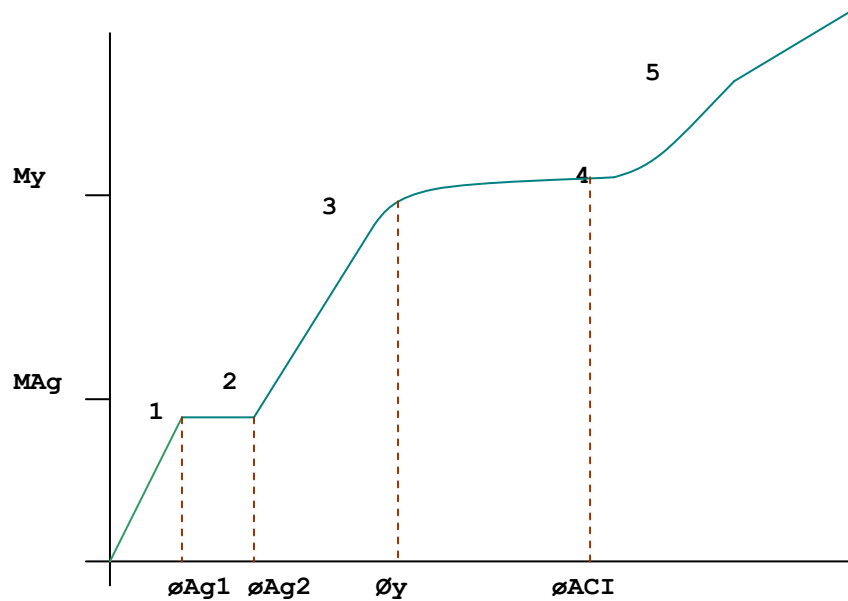


FIG.3.9.- Comportamiento de una viga ante diferentes estados de carga

ZONA 1.- Comportamiento elástico: No se presentan agrietamientos.

ZONA 2.- Comportamiento elástico: El hormigón está agrietado en tensión hasta cuando el acero entra en fluencia.

ZONA 3.- El acero de refuerzo entra en el estado de fluencia o cedencia, siendo inminente el rango inelástico.

ZONA 4.- El acero está en plena fluencia mientras el elemento sigue deformándose.

MAg: Momento de agrietamiento.

My: Momento de fluencia.

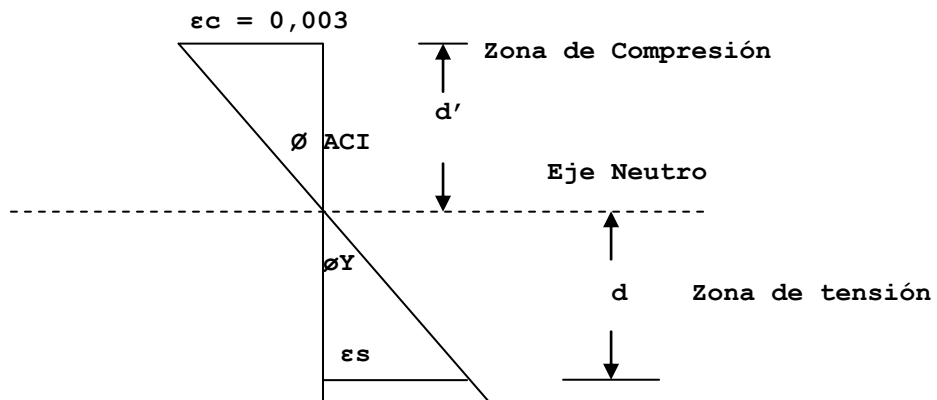


FIG.3.10 :Deformaciones unitarias en el hormigón

Dado que la máxima deformación unitaria que puede alcanzar el hormigón a compresión es 0,003, entonces:

$$\frac{\epsilon_{ACI}}{d'} = 0,003 \quad (3.2)$$

Ductilidad local o de curvatura.

Se representa como $\mu\phi$, siendo la relación entre ϵ_{ACI} y ϵ_y , que de acuerdo con la figura 3-10 ϵ_{ACI} es la relación entre el esfuerzo unitario máximo a compresión del hormigón (0,003) y su distancia al eje neutro. ϵ_y es la relación entre la máxima deformación unitaria del acero a tensión y su respectiva distancia al eje neutro.

$$\mu\phi = \frac{\epsilon_{ACI}}{\epsilon_y} \quad (3.3)$$

Una viga tendrá un buen grado de ductilidad cuando $\mu\phi \geq 4$

Ductilidad local o de curvatura en secciones simplemente armadas

Se determina de acuerdo a la expresión (3.4)*

$$\mu\phi = \frac{(0,85 \cdot 0,003 E_s) (1 - \sqrt{2 n \rho}) (\beta_1 f'_c)}{(\rho) (f_y)} \quad (3.4)$$

Donde:

ES: Módulo de elasticidad del acero: $2,04 \cdot 10^6$ Kg/cm².

n: Relación modular entre el acero y el hormigón.

$n = E_s / E_c \quad n \geq 6$

ρ : Cuantía del refuerzo a tensión con respecto al área de la sección.

β_1 : Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

* Referencia : Norris et al , Structural Analysis.

f'_c : M xima resistencia a la rotura del hormigón en Kg/cm².

f_y : Resistencia a la fluencia del acero en Kg/cm².

Para obtener una mejora de ductilidad, observando la expresión (3-4) se puede:

- Incrementar la resistencia del hormigón , debido a que $\mu\phi$ est  en relación directa con f'_c .
- Disminuir ρ dentro de los límites establecidos por el Código ACI 318S -05 :

$$0,0033 \leq \rho \leq 0,025$$

- Emplear un acero con límite de fluencia bajo

Ductilidad de Curvatura en secciones con armadura en la zona de compresión

En la determinación de la ductilidad en este tipo de secciones se presentan dos casos: Un caso especial y un caso general.

Caso Especial: Tanto los aceros que trabajan a tensión como los que trabajan a compresión entran en estado de fluencia. En este caso la ductilidad de curvatura se determina de acuerdo a la expresión (3.5)*

$$\mu\phi = (0,85*0,003ES) \left[\frac{1-\sqrt{2\rho n}}{\rho f_y - \rho' f_y} * \frac{\beta_1 f'_c}{f_y^2} \right] \quad (3.5)$$

Donde:

ρ : Cuantía del acero a tensión con respecto al área total de la sección.

ρ' : Cuantía del acero a compresión con respecto al área total de la sección.

f_y : Resistencia a la fluencia del acero a tensión en Kg/cm².

*Referencia : Norris et al , Structural Análisis.

En este caso, para controlar el grado de ductilidad u obtener una mejora en la misma hay que incrementar el acero a compresión (dentro de los límites del código) procurando que la diferencia entre la cuantía de este y el de tensión sea aceptable, teniendo precaución en que no llegue a ser demasiado baja, las cuantías no sean iguales, ni llegue a tener valores negativos.

Caso General.- El acero de la zona de compresión no llega al límite de fluencia.

El grado de ductilidad para este caso se obtiene de acuerdo con la expresión (3.6)*

$$\mu\phi = (0,85*0,003ES) \left[\frac{1 - \sqrt{2\rho n}}{\rho f_y - \rho' f_s} \right] * \left[\frac{\beta_1 f'_c}{f_y^2} \right] \quad (3.6)$$

Donde:

ρ : Cuantía del acero a tensión con respecto al área total de la sección.

ρ' : Cuantía del acero a compresión con respecto al área total de la sección.

f_y : Resistencia a la fluencia del acero a tensión en Kg/cm².

f_s : Resistencia a la fluencia del acero a compresión en Kg/cm².

*Referencia : Norris et al , Structural Analysis.

Relación momento - curvatura en regiones críticas confinadas

En el comportamiento momento - curvatura en las regiones críticas confinadas se tienen las siguientes etapas:

- 1.- Hasta deformaciones unitarias menores o iguales a 0,002, el hormigón confinado presenta un comportamiento similar que el no confinado.
- 2.- En el rango de deformaciones unitarias desde 0,003 hasta 0,004, el hormigón no confinado comenzará la etapa de desmoronamiento, acelerándose este debido al *plano de debilidad* creado por los estribos, en consecuencia la resistencia flexural de la sección disminuirá.
- 3.- Cuando el acero comienza su etapa de endurecimiento, la resistencia flexural aumenta hasta disminuir el momento teórico.

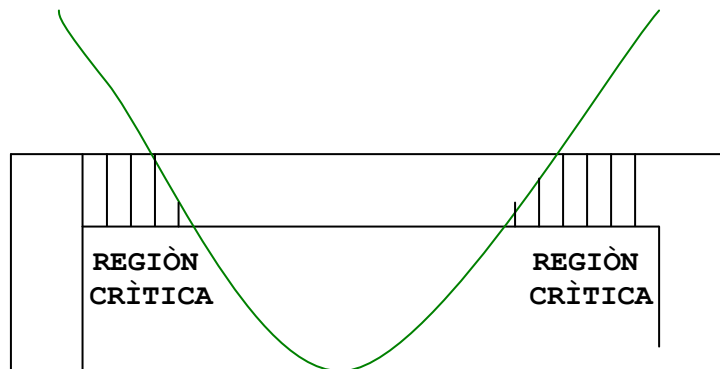


FIG.3.11

Factores que intervienen en el comportamiento Momento - curvatura

Pandeo de las varillas longitudinales.- La pérdida de recubrimiento dejará al acero de refuerzo prácticamente expuesto a la intemperie y al no tener soporte, las posibilidades de que este llegue a pandear son altas, trayendo consigo una reducción notoria de la efectividad del confinamiento y de la capacidad flexural del acero.

$$\frac{Sh}{4 * k} \leq \pi * db * \sqrt{(EP / f_y)} \quad (3-7)$$

EP: Módulo plástico: $2800 \rightarrow 7,03 \cdot 10^4$ (Kg/cm²)
 $4200 \rightarrow 1,05 \cdot 10^5$ (Kg/cm²)

$$\text{Sh} \leq \frac{\pi^* \text{db} * \sqrt{\text{EP}/f_y}}{2} \quad (3-8)$$

$$\text{Si } f_y = 4200 \quad \longrightarrow \quad S_h \leq 7,85 \cdot d_b$$

* Referencia : Norris Et.Al. Structural Análisis.

Efecto del cortante (diseño por capacidad)

Al llegar a la fase "5", el hormigón falla por completo llegándose a formar una rótula plástica donde el momento es nulo. La rótula plástica siempre tiene que producirse en las vigas, nunca en las columnas.

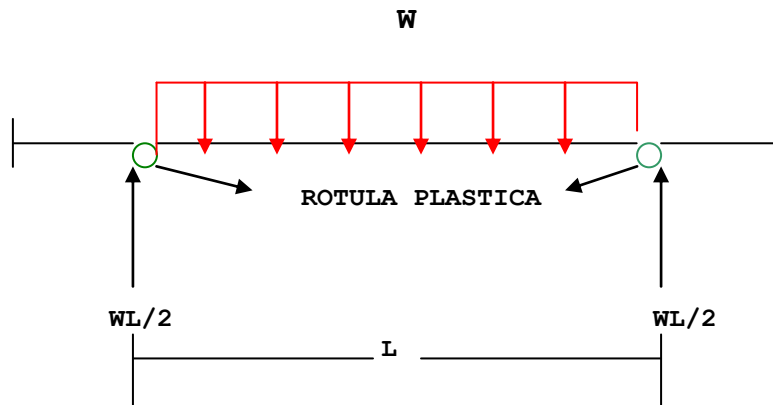


FIG.3.12 a)



FIG.3.12 b)

MF: Momento capaz de llevar a la viga al estado de Rótula plástica.

$$V = \frac{MF1 + MF2}{L}$$

$$VM_{\text{AX}} = WL/2 + (MF1 + MF2/L) \quad (3-9)$$

Donde $V_{\text{m} \times}$ es la resistencia al corte *mínima* para llegar al estado de deformación por rótulas plásticas.

$$W = 0,75*(1,4CM + 1,7CV) \pm 1,4E$$

W: Carga actuante mayorada, donde CM: Carga muerta
CV: Carga Viva; E: Carga sísmica

$$M1F, M2F = A_s * F_y * \alpha * (d - d')$$

Donde:

α : Módulo de endurecimiento del acero: Es un indicador de la ductilidad de los metales. Se lo determina graficando los valores del logaritmo natural del esfuerzo a tracción versus el logaritmo natural de la deformación unitaria. La pendiente de la recta resultante se calcula por el ajuste de mínimos cuadrados.

$$\text{Corte disponible: } V = V_c + V_s = A_v * f_y * (d / Sh)$$

Pero como el hormigón llega al estado de colapso, \longrightarrow

$$V = V_s = A_v * f_y * (d / Sh) = V_{m\grave{a}x}, \text{ por lo tanto:}$$

$$Sh = \frac{A_v * f_y * d}{V_{m\grave{a}x}} \quad (3-10)$$

Donde:

A_v : Área del refuerzo transversal (cm)

d : Peralte de la viga (cm).

De los resultados de las ecuaciones, se escogerá el de menor valor.

RELACIÓN MOMENTO - ROTACIÓN

Esta relación es útil para medir el comportamiento de las vigas en el rango inelástico una vez que se llega a la formación de la rótula plástica. Predice la *rotación máxima* que puede soportar una rótula plástica en función de su longitud y de la máxima deformación unitaria del hormigón en compresión.

Gráficamente adquiere esta secuencia:

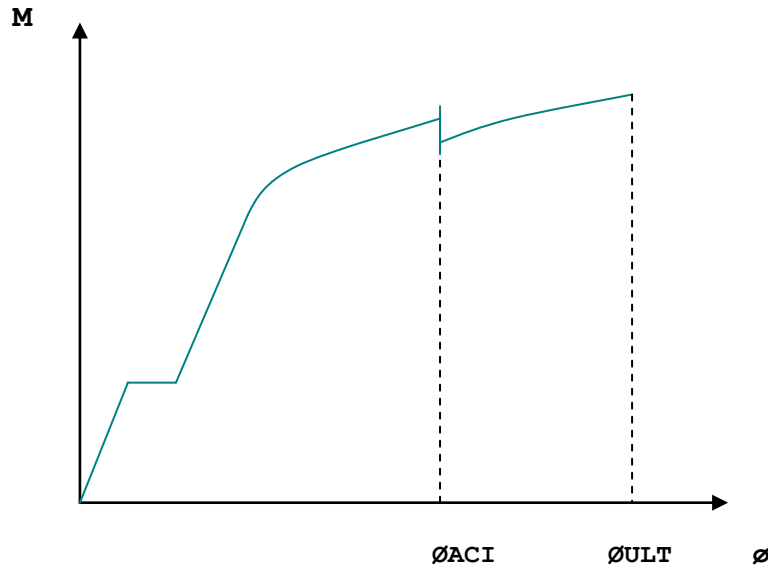


FIG.3.13 :Relación momento - rotación en el rango inelástico

La máxima Rotación de la rótula plástica se expresa:

$$\phi_{ult} = \rho_p * (\phi_{ult} - \phi_y) \quad (3-11)$$

Donde:

ρ_p : Longitud de la rótula plástica.

$$\phi_{ult} = \epsilon_c M_{\max} / C$$

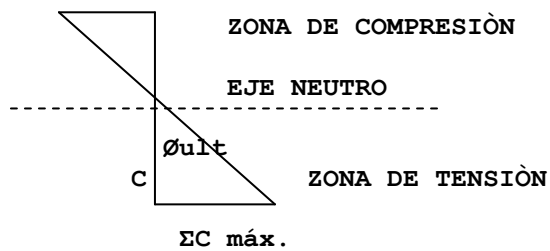


FIG.3.14

ϕ_y : Curvatura a la fluencia o cedencia, que se expresa:

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - k d} \quad (3-12)$$

Donde:

ϵ_y : Deformación a la fluencia.

d: Peralte de la viga (cm).

$$k = \sqrt{(2n\rho + (n\rho)^2) - n\rho} \quad (3-13)$$

$\epsilon_{cm\grave{a}x}$: Deformación unitaria máxima del hormigón a la tensión.

La longitud aproximada de la rótula plástica se obtiene:

$$\rho_p = 0,5*(d + Z) \quad (3-14)$$

Donde:

d: Peralte de la viga (cm).

Z: Distancia desde la cara de la columna hasta el punto de inflexión del diagrama de momentos (cm).

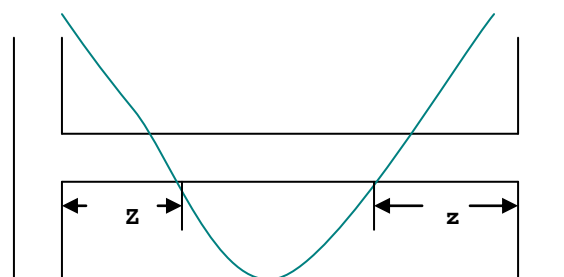


FIG.3-15

También toma el nombre de "luz de corte".

La deformación unitaria máxima del hormigón a compresión se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\epsilon_{cm\grave{a}x} = 0,003 + 0,02*(b/Z) + (\rho''*f_y/20)^2 \quad (3-15)$$

Donde:

$$\rho'' = \frac{\text{Volumen de estribos} + \text{V.de acero a compresión}}{\text{Volumen del núcleo confinado}} \quad (3-16)$$

3.5.2.- Columnas

3.5.2.1.- Clasificación de columnas

3.5.2.1.1.- De acuerdo a la geometría.

Columnas Cortas: Son aquellas que se caracterizan por tener una *deformación lateral despreciable*.

Columnas Largas: Son aquellas que tienen una *deformación lateral apreciable*.

3.5.2.1.2.- De acuerdo al refuerzo.

Columnas de estribo : Son aquellas en las cuales el hormigón tiene una zona de confinamiento , conocida también como *núcleo o corazón* .Es en esta zona donde se concentra la resistencia a flexo compresión que soporta la columna. La zona está delimitada por el refuerzo transversal o estribos *independientes el uno del otro* separados a distancias apropiadas para su correcto desempeño.

Columnas de espiral: Son aquellas en las cuales el núcleo o corazón está delimitado por un refuerzo transversal *uniforme y continuo* separado a determinadas distancias que toman el nombre de *paso de la espiral*. Se emplean más en columnas de sección circular.

Columnas compuestas: Son un caso muy especial de columnas de hormigón en las que o bien el núcleo o corazón o los estribos están constituidos por perfiles metálicos.

Columnas combinadas: Son otro caso especial de columnas en las que la zona de confinamiento tiene una constitución mixta: En la zona central existe un perfil metálico y rodeando a este hormigón armado. La sección bien puede estar delimitada por estribos de varillas de acero o por perfiles metálicos.

3.5.2.1.3.- De acuerdo a la carga que resisten.

Columnas axialmente cargadas: La carga a las que este tipo de columnas están sometidas pasa exactamente por el centroide de la sección, por lo tanto trabajan a compresión pura en ausencia de flexión. Este criterio es más bien de tipo ideal.

Columnas excéntricamente cargadas: La carga está aplicada a una determinada distancia del centroide de la sección, en consecuencia la columna trabaja en estado de flexo compresión. La distancia entre el centroide y la carga toma el nombre de *excentricidad de la columna*.

3.5.2.2.- Comportamiento mecánico de columnas a flexo compresión

Para conocer el comportamiento que presenta una columna en condiciones de flexo compresión se emplea el *Diagrama de Interacción Nominal*. Este diagrama representa el lugar geométrico de los inminentes estados de falla que experimenta una columna bajo una carga y momento determinados en un rango de excentricidades que van desde cero hasta el infinito.

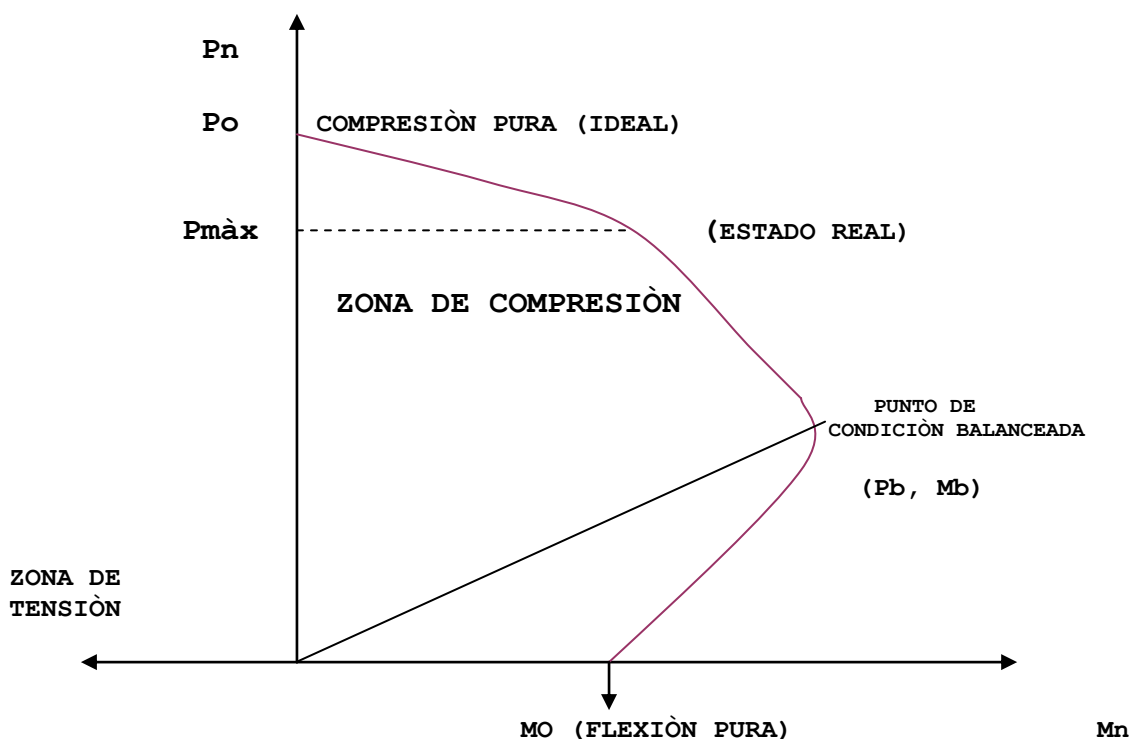


FIG 3.16.- Diagrama de interacción nominal

P_o : Es un valor constante e igual al 85% de la resistencia del hormigón mas el 100% de la resistencia a la fluencia del acero, tanto en estribos como en espiral. Es la capacidad de la columna a carga concéntrica solamente.

Matemáticamente se obtiene por la expresión

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_n + f_y \cdot A_{st} \quad (3-17)$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón (cm²).

A_{st} : Área total del refuerzo longitudinal (cm²).

A_n : Área neta del hormigón ($A_g - A_{st}$) (cm²)

$P_{m\grave{a}x} = 0,80 P_o$ Para columnas de estribos

$P_{m\grave{a}x} = 0,85 P_o$ Para columnas de espiral

En algún momento se tendrá una determinada carga y momento con su respectiva excentricidad que hará que la columna experimente *falla balanceada*, y en la zona de tensión por lo menos una capa del acero llegará al estado de fluencia o cedencia.

En este diagrama la excentricidad de la carga que produce su respectivo momento está representada por las *líneas radiales* que van desde el origen de coordenadas hasta el lugar geométrico. En el punto correspondiente a P_o la excentricidad es nula debido a que la columna trabaja enteramente a compresión siendo este un caso por demás ideal. En el punto correspondiente a M_o la excentricidad alcanzará un valor grande tendiente a infinito siendo el punto donde la columna trabaja enteramente a flexión. En la zona compresión la falla estará gobernada por la compresión del hormigón con una excentricidad de valor pequeño, mientras que en la zona de tensión la falla estará regida por la fluencia del acero a tensión mientras que el acero a compresión podrá fluir o no.

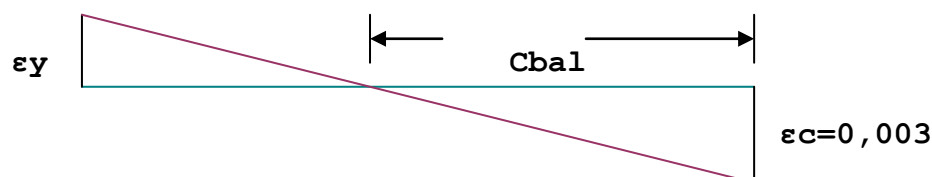
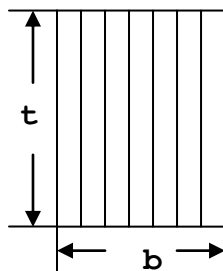


FIG.3-17 : Columna en estado de falla balanceada

3.5.2.3.- Prediseño de columnas de acuerdo al CEC 2000.

Se asumirá una columna con la siguiente sección:



Donde: "b" es el lado menor, "t" es la altura de la sección.

La sección de la columna se prediseña bajo los siguientes parámetros:

$$b > 30 \text{ (cm)}$$

$$b/t \geq 0,40$$

$$b*t \geq 600 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$b*t \geq 900 \text{ (cm}^2\text{) por requerimientos sísmicos}$$

Para evitar columnas muy anchas es aconsejable la siguiente relación:

$$b \geq 0,4*t \text{ (3-18)}$$

De acuerdo al diagrama de interacción se debe diseñar bajo el punto balanceado para que la columna llegue a un estado de falla dúctil, considerando la capacidad de carga axial bajo las siguientes condiciones.

Po Para columnas interiores

3

Po Para columnas exteriores

4

De acuerdo a la ecuación 3-19

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_g + \rho \cdot A_g \cdot f_y \quad (3-19)$$

Donde:

$$f'_c = 210 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_y = 4200 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\rho = 1\%$$

$P_o/3$; $P_o/4$: Capacidad de carga de diversos tipos de secciones (Cargas axiales admisibles Considerando momento)

De acuerdo con el Código Ecuatoriano de la Construcción 2000 (01243, 382) se tienen las siguientes tablas de diseño:

TABLA 1.1.- CARGA ADMISIBLE PARA DIVERSAS SECCIONES DE COLUMNA

SECCIÓN	P_o (T)	$\frac{P_o}{3}$	$\frac{P_o}{4}$
30*30	198	66	50
35*30	232	77	58
35*35	270	90	68
40*35	309	103	77
40*40	353	118	88
50*50	551	184	138
60*60	794	265	198

TABLA 1.2 .- REDUCCIÓN DE CARGAS VIVAS TOTALES PARA PISOS

N.- DE PISOS (INCLUYENDO CUBIERTA) SOPORTADOS POR EL MIEMBRO EN ANÁLISIS	% DE REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA TOTAL SOPORTADA POR EL MIEMBRO EN ANÁLISIS
1	0
2	10
3	20
4	30
5 HASTA 10	40
> 10	50

3.5.2.4.- Diseño Sismorresistente de Columnas

En el diseño de columnas se debe tener más cuidado que en el de vigas. En las vigas se permite la formación de rótulas plásticas en sus dos extremos: La viga puede soportar carga apreciable todavía considerándola como simplemente apoyada. Cuando esto suceda, el pórtico habrá perdido rigidez y resistencia horizontal, sin embargo conserva un cierto porcentaje de lo más importante en toda estructura: capacidad vertical. La estabilidad del edificio o cualquier otra estructura se verá entonces afectada si es que la formación de rótulas plásticas tiene lugar en las columnas siendo las probabilidades de colapso mucho mayores debido a que se alteran la capacidad tanto horizontal como vertical.

Es entonces que de acuerdo a lo explicado anteriormente se tiene que seguir una "filosofía de diseño" sustentada en el siguiente criterio: Hay que tratar de minimizar los daños en las columnas *alentando* a la formación de rótulas plásticas en las vigas, mas no en las columnas, de este modo se obtiene mecanismos con un mayor número de rótulas y capacidad para disipar energía.

En un modo más específico: Se busca obtener estructuras conformadas por columnas "fuertes" y vigas "débiles".

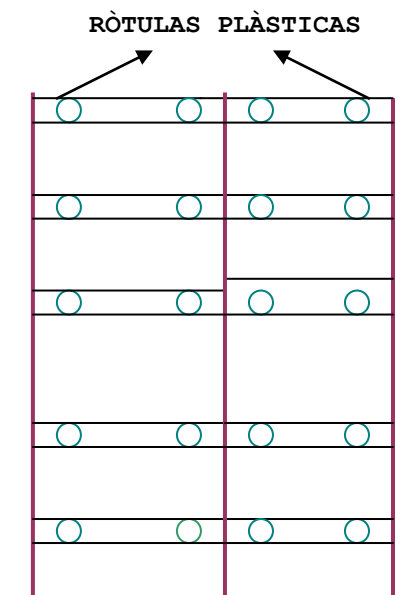


FIG.3-18 a)
Mecanismo de vigas (DÚCTIL)

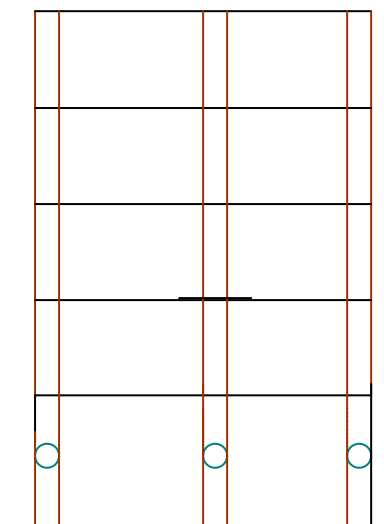


FIG. 3-18 b)
Mecanismo de columnas
(FRÁGIL)

3.5.2.4.1 Resistencia Mínima a flexión en Columnas

De acuerdo al artículo 21.4.2.2 del Código ACI 318S-05, las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la condición:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb} \quad (3-20)$$

Donde:

ΣM_{nc} : "Suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en sus caras. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse tanto para la carga axial mayorada como para las fuerzas laterales que conduzcan a la resistencia a la flexión más baja.

ΣM_{nb} : "Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo evaluadas en la cara de este".

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna sean opuestos a los momentos de viga. Si esto no se cumple, la resultante de la sumatoria de ambos momentos en el nudo se incrementará aumentando las probabilidades de que se produzcan rótulas plásticas en las columnas.

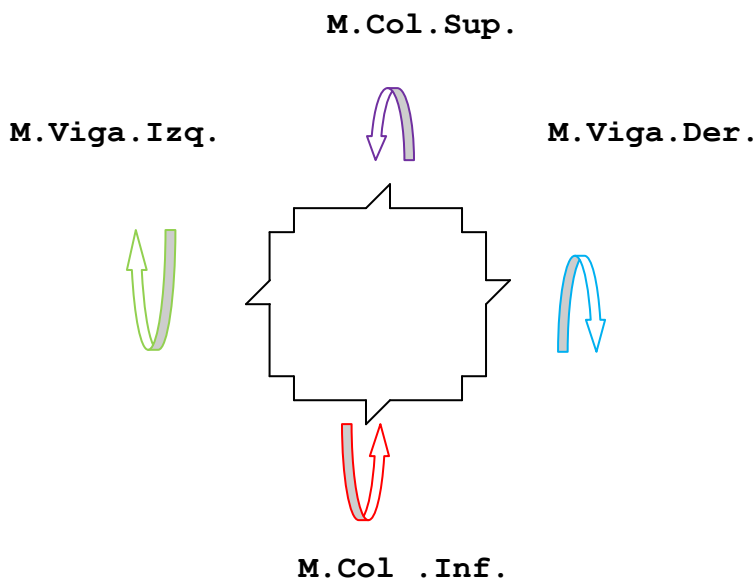


FIG.3.19 :Formación de rótula plástica en la viga

De acuerdo al artículo 21.4.2.3 del Código ACI 318S -05: "si en un nudo no se cumple la ecuación 3-20, las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben reforzarse transversalmente a lo largo de toda su longitud de acuerdo con las siguientes especificaciones:

"21.4.4.1.- Debe proporcionarse refuerzo transversal en las cantidades especificadas desde I a V, a menos que se exija de mayor cantidad en los siguientes casos:

21.4.4.1.1.- Los empalmes de tipo mecánico deben cumplir los requerimientos siguientes:

21.4.4.1.1. a.- Los empalmes mecánicos Tipo 1 deben cumplir:

- Si el empalme es completo debe desarrollar ya sea en tracción o compresión al menos $1,25f_y$ de la barra.

21.4.4.1.1. b.- Los empalmes mecánicos Tipo 2 deben cumplir, a mas de lo anterior con el desarrollo de la resistencia a tracción especificada de las barras empalmadas.

"Los empalmes mecánicos Tipo 1 no deben usarse dentro de una distancia igual al doble de la altura del elemento medida desde la cara de la viga o columna para pórticos resistentes a momento especiales, o donde sea probable que se produzca fluencia del esfuerzo como resultado de los desplazamientos laterales inelásticos. En cambio se puede usar empalmes mecánicos Tipo 2 en cualquier localización."
(ACI 318S-05 artículo 21.2.6.2)

"21.4.4.1.2.- Los empalmes soldados deben cumplir:

- "Los empalmes soldados del refuerzo que resiste fuerzas inducidas por sismos deben estar totalmente soldados y desarrollar por lo menos $1,25f_y$ de la barra, y no deben usarse dentro de una distancia igual al doble de la altura del elemento medida desde la cara de la viga o columna para pórticos resistentes a momento especiales, o de donde sea probable que se produzca fluencia del refuerzo como resultado de desplazamientos laterales inelásticos".
(ACI 318S-05 artículo 21.2.7.1)

"21.4.4.1.3 .- Los empalmes por traslapo se permiten solo dentro de la mitad central de la longitud del elemento , deben diseñarse como empalmes por traslapo de tracción y deben estar rodeados por refuerzo transversal que cumpla con los requisitos siguientes:

21.4.4.1.3. a.- "La separación del refuerzo transversal en la zona critica no debe exceder la menor de:

- "La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento:
 $S_o \leq \text{Lado menor}/4$
- "Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal menor"
- "De acuerdo a la expresión siguiente:

$$S_o = \frac{100 + (350 - hx)}{3} \quad (3-21)$$

hx : Longitud entre dos patas consecutivas

Donde $10 \leq S_o \leq 15$ (cm)

21.4.4.1.3. b.- "El espaciamiento horizontal de los ganchos suplementarios o las ramas de los estribos cerrados de confinamiento no será mayor que 350 mm medidos centro a centro".

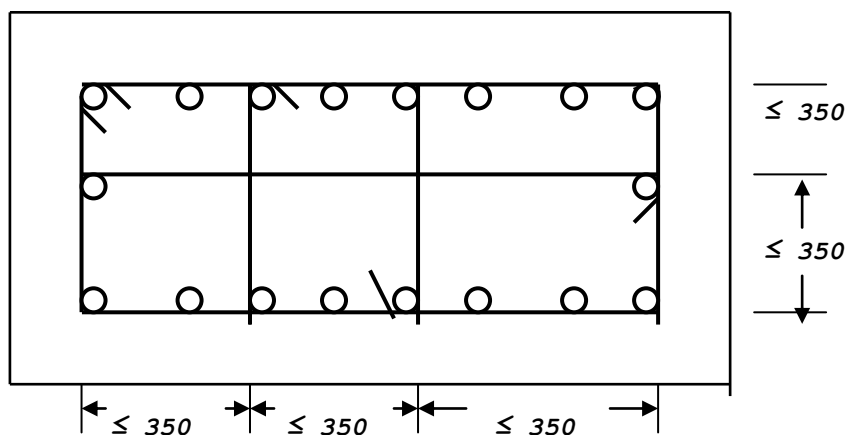


FIG.3.20 : Distribución de estribos en columnas.

I) "La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares ρ_s no será menor que:

$$\rho_s = 0,12 (f'_c / f_y) \quad (3-22)$$

"Y no debe ser menor que:

$$\rho_s = 0,45 ((A_g / A_{ch}) - 1) * (f'_c / f_y) \quad (3-23)$$

Donde:

A_g : "àrea bruta de la sección mm²".

A_{ch} : "àrea de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal mm²".

II) "El àrea total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares no debe ser menor que:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{S_o * b_c * f'_c}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \quad (3-24)$$

Donde:

b_c : "Dimensión transversal del núcleo de la columna medida centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal en mm."

A_{sh} : Àrea total del refuerzo transversal (incluye amarres) dentro de S_o y perpendicular a la dirección de b_c .

Ni menor que:

$$A_{sh} = \frac{0,09 * S_o * b_c * f'_c}{F_y} \quad (3-25)$$

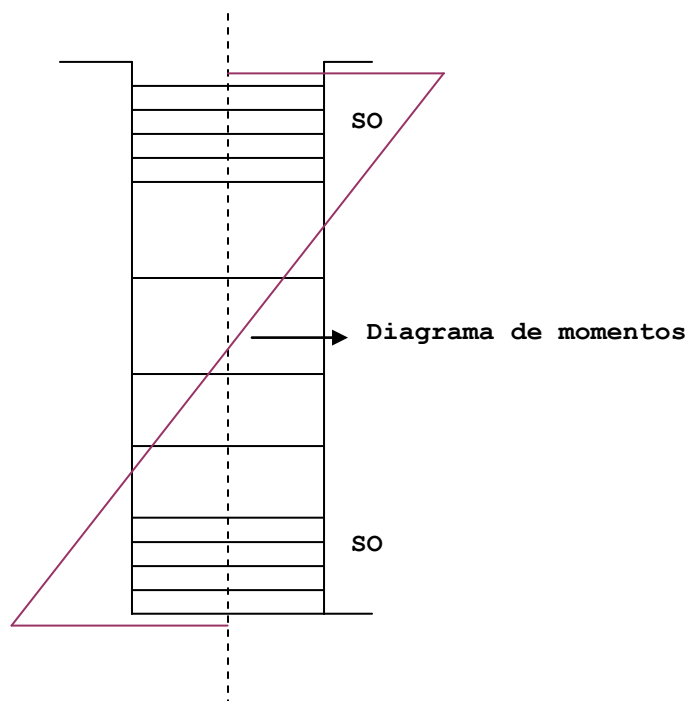


FIG.3.21 .- Distribución de refuerzo transversal

III) "El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento sencillos o múltiples. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal".

IV) "No es necesario recurrir a las ecuaciones (3-23) y (3-24) cuando la resistencia de diseño del núcleo satisface los requisitos de las combinaciones de carga de diseño, incluyendo los efectos sísmicos".

V) "Cuando el recubrimiento del refuerzo transversal (estribos) exceda los 10 cm, deben colocarse estribos adicionales. Su espaciamiento no debe ser superior a 30 cm. Siendo el recubrimiento sobre el refuerzo adicional no mayor a 10 cm".

"El refuerzo transversal especificado en los apartados anteriores debe proporcionarse en una longitud que será asignada como " ℓ ". Esta longitud debe medirse desde la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda suscitarse fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

"Donde:

- a) $\ell \geq$ altura de la viga que llega al nudo en cm.
- b) $\ell \geq l_n/6$. siendo l_n la luz libre del elemento.
- c) $\ell \geq 45$ cm.

De donde se toma el mayor de estos tres valores".

3.5.2.4.2 Comportamiento a Corte de columnas

Sabemos que para que se forme la rótula plástica primero en las vigas se debe cumplir la ecuación 3-9 :

$$V_{m\grave{a}x} = \frac{Wl}{2} + \frac{(MF_1 + MF_2)}{1}$$

Donde, MF_1 y MF_2 son los momentos que llevan al estado de rótula plástica.

Si la rótula plástica llega a producirse primero en las columnas, será el estado más crítico al que lleguen estos elementos y que por lo tanto deben evitarse.

La formación inminente de la rótula plástica en una columna se ilustra en la figura 3-22 :

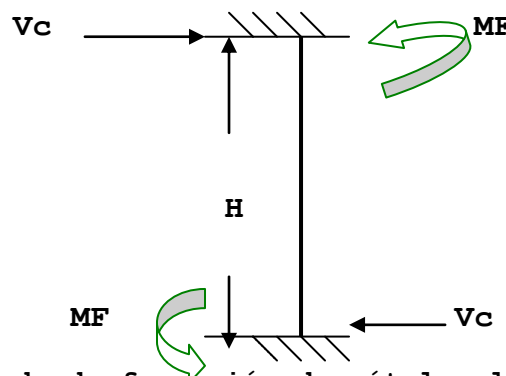


FIG.3.22 : Estado de formación de rótula plástica en columnas.

Donde:

MF: Momento que lleva a la columna a un inminente estado de formación de rótula plástica.

Vc: Fuerza cortante que produce el momento de inminente formación de rótula plástica.

$$V_c = \frac{2 \cdot M_F}{H} \quad (3-26)$$

De acuerdo con el diagrama momento - interacción se observa el comportamiento global de la columna:

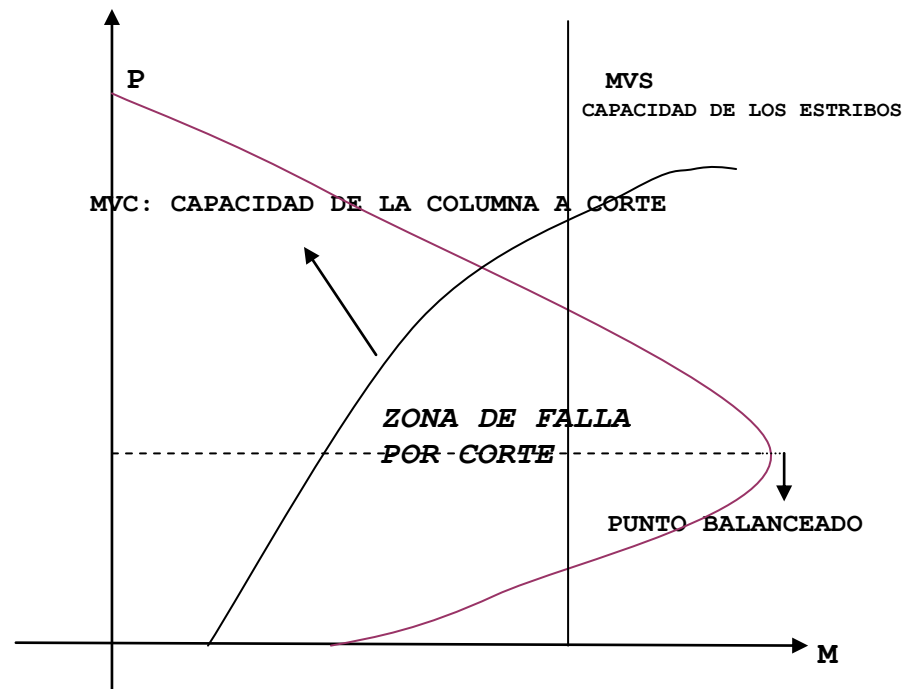


FIG. 3.23: Diagrama que representa el comportamiento global de una columna tanto por cargas axiales como por cortantes.

En el diagrama se observa que además de las distintas cargas axiales que producen estado de falla existe un rango de fuerzas cortantes en el hormigón que son capaces de llevar a la columna al estado de falla por rótula plástica. El área delimitada por los lugares geométricos de las cargas axiales y cortantes viene siendo la *región de falla por corte*. MVC son los distintos momentos para las respectivas fuerzas cortantes que producen rótula plástica en las columnas y "MVS" es el momento producido por el refuerzo transversal a cortante siendo el responsable de evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas.

Para que esto sea efectivo, el valor de MVS debe estar situado fuera de la zona de falla y ser mayor que todos los valores de MVC.

Para poder determinar el comportamiento de una columna a corte, se debe primero obtener el diagrama de interacciones corte - momento de acuerdo al previo análisis del comportamiento de la columna, luego se obtienen los momentos que producen rótula plástica con la expresión 3-27 :

$$\frac{2*MF^2}{H} - \left[0,5*\sqrt{f'_c}*bw*d + \frac{2*N_{\mu}(4h-d)}{8*H} + \frac{176\rho_w*2bw*d^2}{H} \right] MF + 0,5*\sqrt{f'_c} * N_{\mu} * \left[\frac{4h - d}{8} \right] *bw*d = 0 \quad (3-27)$$

Donde:

MF: Momento capaz de producir rótula plástica en la columna (T.m).

bw: Ancho del alma de la sección de la columna. (cm)

d: Longitud comprendida entre el borde superior del refuerzo longitudinal a tensión y el recubrimiento del acero a compresión y su correspondiente refuerzo transversal (cm).

N_μ: Carga axial que interactúa con la fuerza cortante que produce el momento de generación de RRPP. (Ton).

ρ_w: Cuantía del acero de refuerzo longitudinal en la zona de tensión con respecto al área de la sección menos la comprendida por el recubrimiento del acero a tensión y su correspondiente refuerzo transversal.

h: Altura de la sección de la columna (cm).

Para obtener MVS se debe calcular el cortante máximo que absorbe al refuerzo transversal de acuerdo a la expresión

$$V_{m\acute{a}x} = A_v*f_y*(d/sh) \quad (3-28)$$

Donde:

A_v: Área total del refuerzo transversal (cm²).

Sh : Espaciamiento entre estribos (cm).

Una vez determinado un rango suficiente de cargas cortantes que produzcan sus respectivos MVC y calculado el correspondiente MVS se procede a trazar en el diagrama de interacciones corte - momento el lugar geométrico de MVS y MVC. Si el valor de MVS cae dentro de la zona de falla, la columna fallará por corte siendo necesario incrementar el refuerzo transversal para poder desplazar el valor de MVS fuera de la zona de corte y hacia la derecha para de ese modo evitar la formación de RRPP.

3.5.2.4.3.- Determinación de Columnas Cortas.

En el criterio de estructuración número 7 del Capítulo 2 se menciona la necesidad de evitar en lo posible la formación de columnas cortas por la razón de que fallarán por corte más no por flexión, y de un modo mas preciso: fallarán por la formación de rótula plástica. Se determina si una columna es corta de acuerdo a la relación:

$$\frac{H}{h} \geq 3,5 * (3-29)$$

* Norris et al. Structural Análisis.

Si esto llega a cumplirse, la columna es larga y puede formar parte de la estructura.

Donde:

H: Altura del entrepiso.

h: Largo de la sección de la columna.

Es necesario aclarar que cuando se clasifica a una columna como "corta" no quiere decir que es de poca altura: puede haber columnas altas que sin embargo pueden llegar a fallar por corte ocurriendo este fenómeno más por presencia de rótulas plásticas que por otros factores.

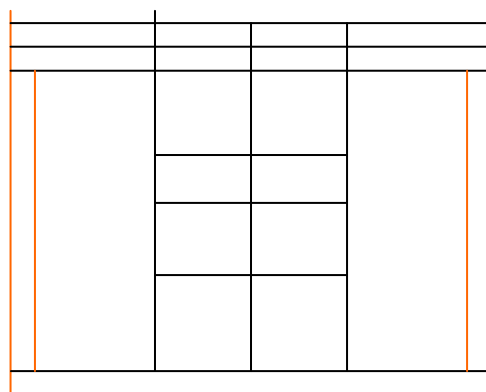


FIG. 3-24: presencia de columnas muy largas y esbeltas

En la figura 3-24 se ilustra un ejemplo de una estructura de edificación en donde por razones arquitectónicas las columnas que sobresalen son ininterrumpidas y a mas de ello delgadas. Este tipo de columnas son "largas" visualmente pero desde el punto de vista ingenieril bien pueden ser o "largas" o "cortas". ¿Dentro de qué tipo de columnas se puede llegar a clasificar? Para ello en el CEC 2000 existe una tabla en donde se relacionan las razones H/h y P_u/P_o .

Donde:

P_u : Carga axial mayorada.

P_o : Carga axial nominal para una excentricidad igual a cero.

Este valor es aproximadamente igual a: $P_o = f'_c \cdot A_g$, siendo " A_g " el área bruta de la sección en cm^2 .

A continuación se transcribe en la tabla 1-3 el comportamiento de las columnas de acuerdo al CEC 2000

$\frac{P_u}{f'_c \cdot A_g}$	H/h	
	$\geq 3,5$	$\leq 3,5$
$\leq 1/3$	<ul style="list-style-type: none"> *Buen comportamiento Flexural. *Alta ductilidad. *No hay motivo aparente De falla de corte. 	<ul style="list-style-type: none"> *Columna corta, sin embargo todavía puede tener un buen grado de ductilidad y capacidad flexural.
$> 1/3$	<ul style="list-style-type: none"> *Capacidad flexural limitada *Grado de ductilidad Insuficiente (<1) *Sin embargo no puede considerarse como "columna corta". 	<ul style="list-style-type: none"> *No tiene absolutamente nada a favor. Por lo tanto la columna se considera como "corta".

3.5.2.5 Columnas potencialmente peligrosas

Las columnas son los elementos de transferencia definitiva de las cargas verticales a las cimentaciones y son miembros que deben tener alto grado de flexibilidad al resistir las cargas sísmicas. Por estas razones a más de dar una disposición conveniente en la estructuración se debe controlar la *rigidez* por que de acuerdo a lo mencionado en el criterio "9" del Capítulo 2: si el cambio de la rigidez es brusco, la estructura será inestable con un alto grado de vulnerabilidad sísmica.

A continuación se presentarán algunos ejemplos de disposición de columnas que generan vulnerabilidad en la estructura:

* Por razones catastrales la fachada posterior de una edificación no debe tener ventanales, por lo tanto todo se reduce a un gran muro de mampostería con un alto grado de rigidez como se muestra en la figura 3-25.

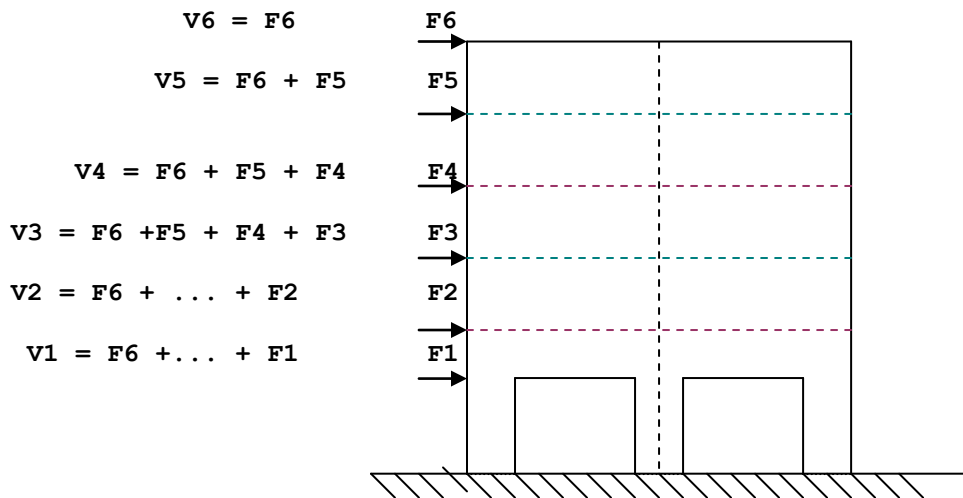


FIG.3.25 .- Contrafachada con alto grado de rigidez

Se puede observar que existe un cambio brusco de rigidez en las columnas inferiores por lo tanto estas pueden llegar a ser consideradas como "cortas" siendo muy posible la falla por corte y en consecuencia la edificación llegará a colapsar.

Para evitar que esto llegue a suceder la mejor solución que puede darse es la de *disminuir progresivamente* la rigidez en las columnas de base. Dicho de otro modo: hacer que la columna experimente un cambio en forma gradual y no brusco de un estado de rigidez mayor a una rigidez menor.

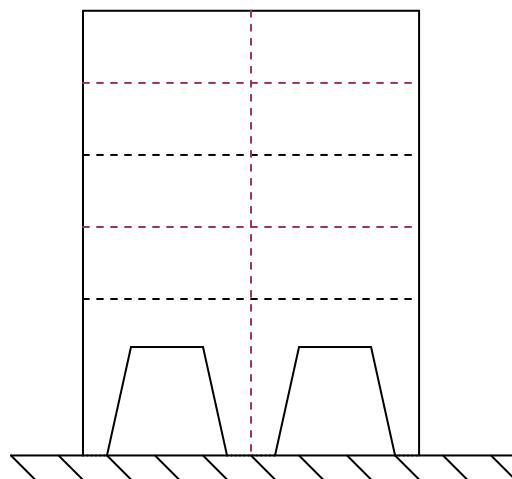


FIG. 3-26: Modo correcto de diseñar columnas de base en regiones de alta rigidez.

* Por razones ya sea de espacio, estéticas, etc., una o varias columnas son discontinuas y no llegan al piso lo que puede producir cargas concentradas sobre las vigas inferiores con un considerable aumento de su deflexión por un lado, y por el otro las columnas al no tener continuidad pueden llegar a convertirse en tensores lo que puede acentuar las deflexiones en las losas trayendo daños considerables que pueden poner en serio peligro la estabilidad de la edificación.

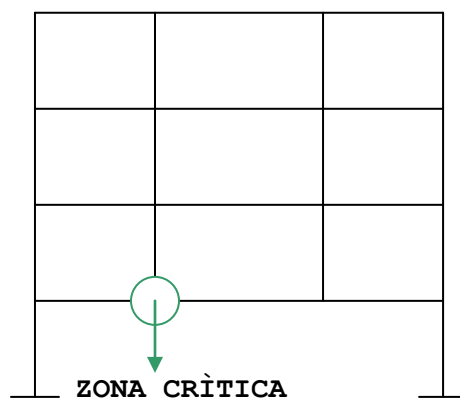


Fig.3-27.- Columnas interrumpidas

Una buena opción entre algunas es la siguiente:
Si mismo hay que dejar un gran espacio libre sin columnas intermedias que lleguen a la base se debe diseñar una viga acartelada y de mayor peralte, de tal manera que las cartelas (los apoyos de la viga) disminuyan paulatinamente la rigidez de las columnas esquineras como en el caso anterior. En la figura 3-28 se esquematiza la solución:

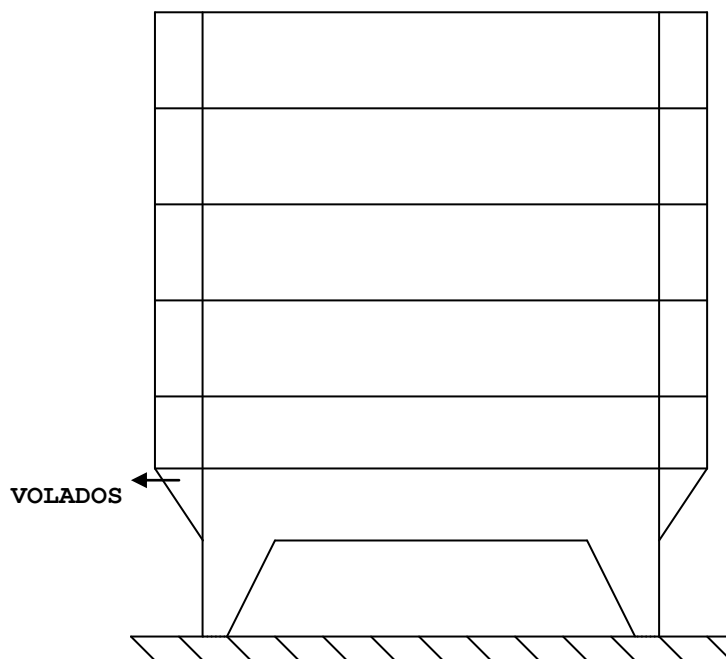


FIG.3.28.- Alternativa para contrarrestar gradualmente la rigidez.

Obsérvese que en las esquinas se deben suprimir las columnas debido a que como existe un área cooperante muy pequeña los esfuerzos se agrandan considerablemente y en consecuencia la columna se convierte en tensor.

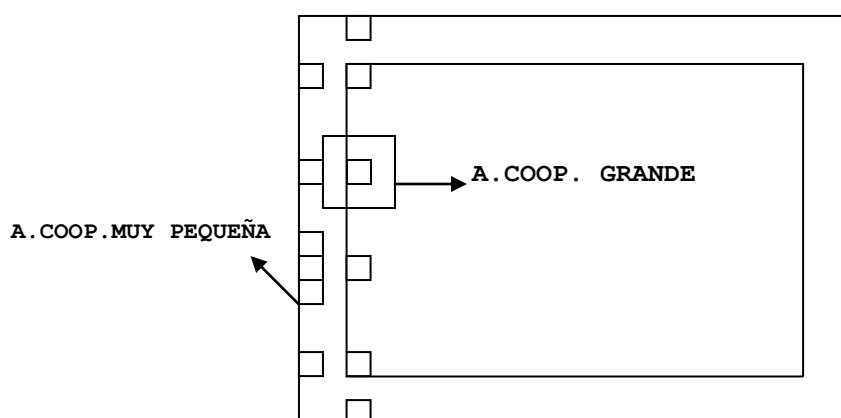


FIG. 3-29

3.5.3.- Muros de Corte

Los movimientos sísmicos de tipo horizontal de gran magnitud traen como consecuencia el desplazamiento de la estructura y la torsión en planta de la misma. Por muy bien dimensionadas que estén las vigas y las columnas, si es que no se controlan los desplazamientos como es debido, la edificación sufrirá daños considerables que pueden acelerar el colapso de la misma; los muros de corte entonces, cumplen con la función de aminorar los desplazamientos laterales y al mismo tiempo proporcionar a la estructura un óptimo grado de rigidez de modo que su resistencia a la acción de las cargas sísmicas sea satisfactoria. Hay que evitar en lo posible el fenómeno de *torsión en planta* (ver 5.3), por lo que la ubicación es fundamental como se explica en la figura 3-30:

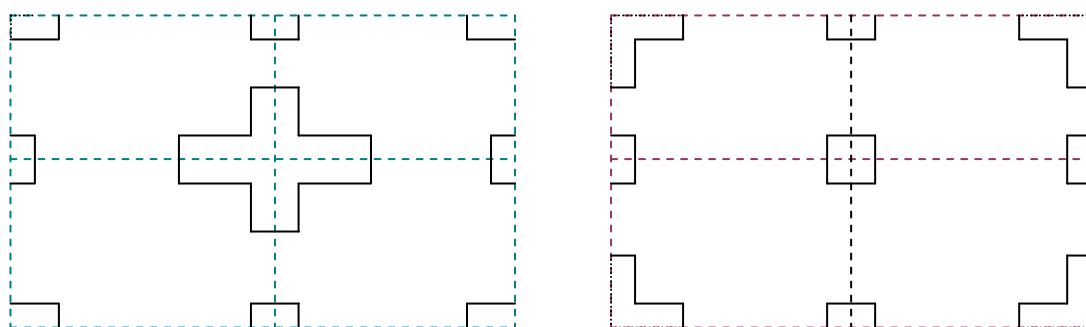


FIG:3-30

a) Muros de corte centrales

b) Muros de corte esquineros

En la primera opción - fig. 3-30 a) - la rigidización está centralizada. Existe control de desplazamientos solamente en los ejes centrales mas no en los de borde y debido a esa desproporción entre desplazamientos grandes y pequeños, de hecho se producirá torsión en planta.

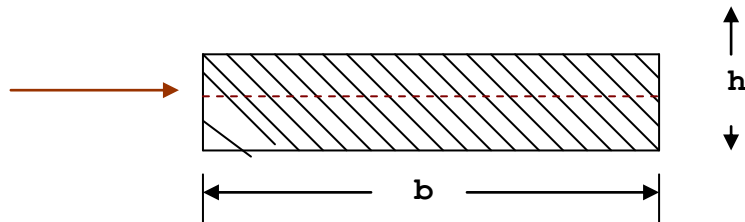
En la segunda opción - fig. 3-30 b) - se puede observar que los muros de corte están dispuestos en todas las esquinas de la estructura creando de este modo líneas de defensa en ambos sentidos evitando así la torsión en planta, y aunque en el eje central no se haya llegado a disponer la ubicación de muro de corte alguno, en los ejes extremos se habrán aminorado lo suficiente los desplazamientos compensando de esta forma el desplazamiento del eje central.

3.5.3.1.- Tipos de Muros de Corte

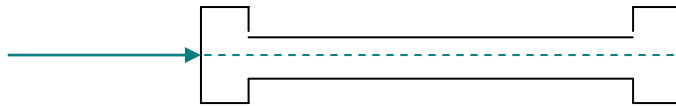
Existen distintos tipos de muros de corte y se enumerarán algunos de los mas importantes.

3.5.3.1.a).- Muro lineal

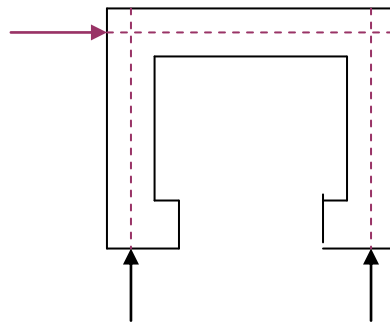
Trabajan en una sola direcciòn a lo largo de la mayor dimensiòn.



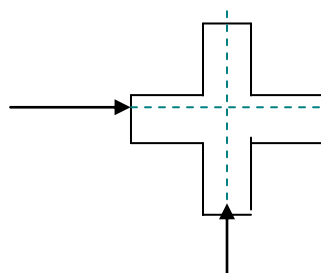
3.5.3.1.b).- Muro con cabezales



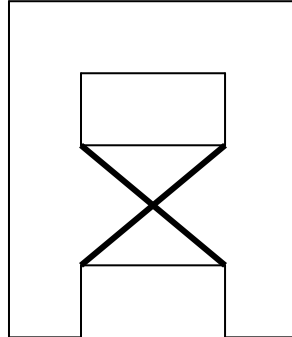
3.5.3.1.c).- Muro de Ascensores.- Proporcionan un alto grado de rigidez. Trabajan en forma bidireccional.



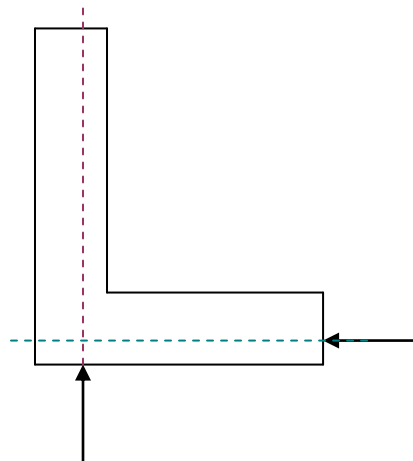
3.5.3.1.d).- Muro en forma de cruz



3.5.3.1.e).- Muros acoplados



3.5.3.1.f).- Muros en "L"



3.5.3.2.- Diafragmas

Se conoce como *diafragmas* a los elementos que distribuyen las fuerzas laterales a los muros en todo un nivel o piso.

Las funciones de diafragmas las cumplen ya sea los pisos o cubiertas. Un diafragma funciona de modo óptimo cuando no se excede en las deflexiones y se encuentra ligado de un modo apropiado a los pórticos de apoyo.

La distribución de las fuerzas laterales depende del grado de rigidez de los diafragmas, en consecuencia los diafragmas se clasifican en tres tipos: Diafragmas rígidos, semirrígidos y flexibles.

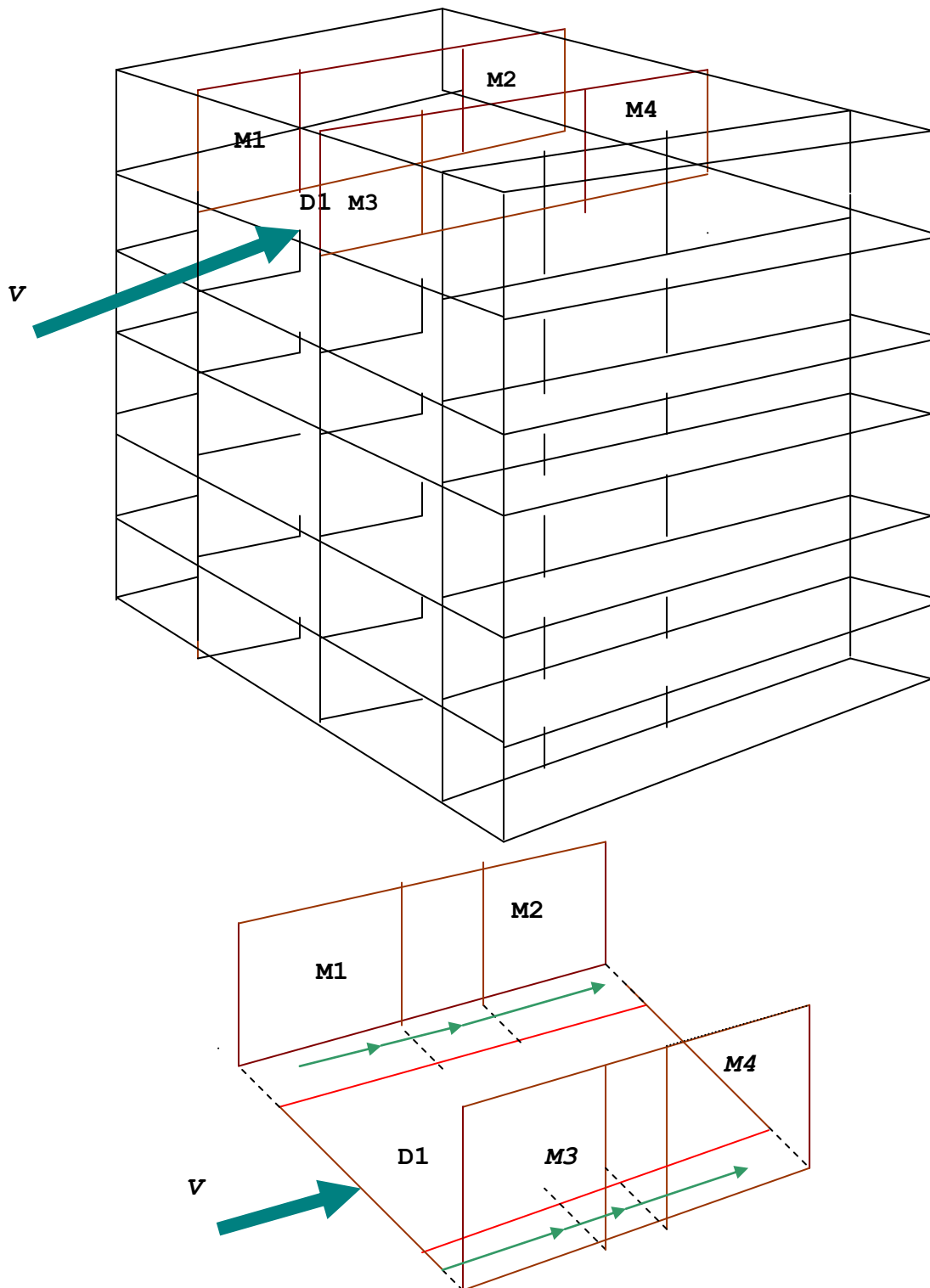


FIG. 3-31: Representación de un diafragma y su función de elemento distribuidor de fuerzas laterales en los respectivos muros de corte.

3.5.3.2.1.- Diafragmas Rígidos.- Son aquellos que distribuyen la fuerza horizontal a los muros de corte en completa proporción a las rigideces relativas de aquellos.

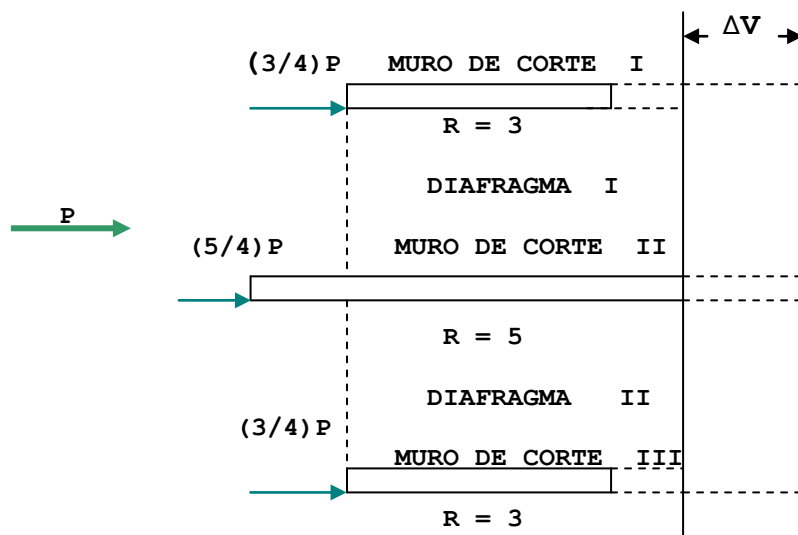


FIG. 3-32: Diafragma Rígido. Δv es la deflexión del muro de corte.

3.5.3.2.2.- Diafragmas Semirrígidos.- Este tipo de diafragmas se caracterizan de que pese a tener una deflexión apreciable tienen todavía cierto grado de rigidez para distribuir la fuerza horizontal a los muros en proporción aceptable mas no precisa a las rigideces relativas de estos.

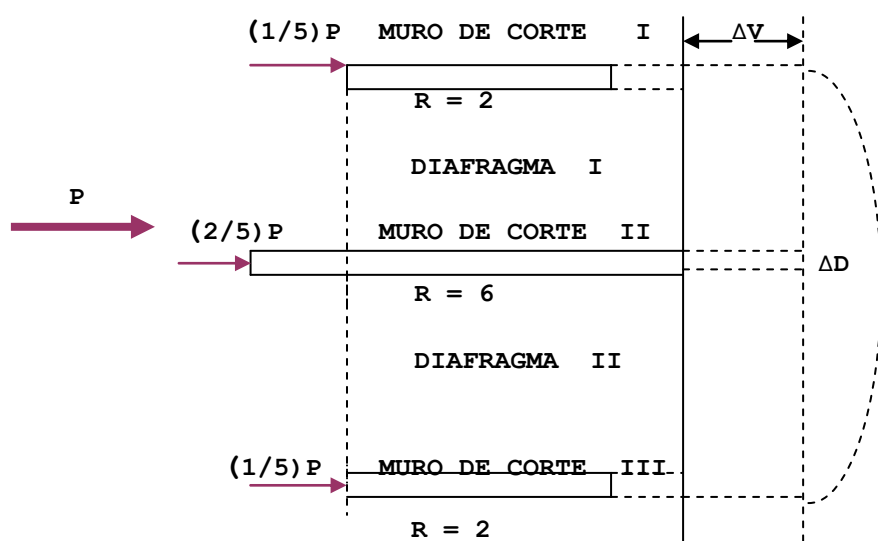


FIG. 3-32: Diafragma Semirrígido. Δv es la deflexión de los muros de corte y ΔD es la deflexión horizontal del diafragma.

3.5.3.2.3.- Diafragmas Flexibles.- Un diafragma se considera como *flexible* cuando distribuye la carga lateral a los muros de corte en proporción a las áreas cooperantes de los muros exteriores.

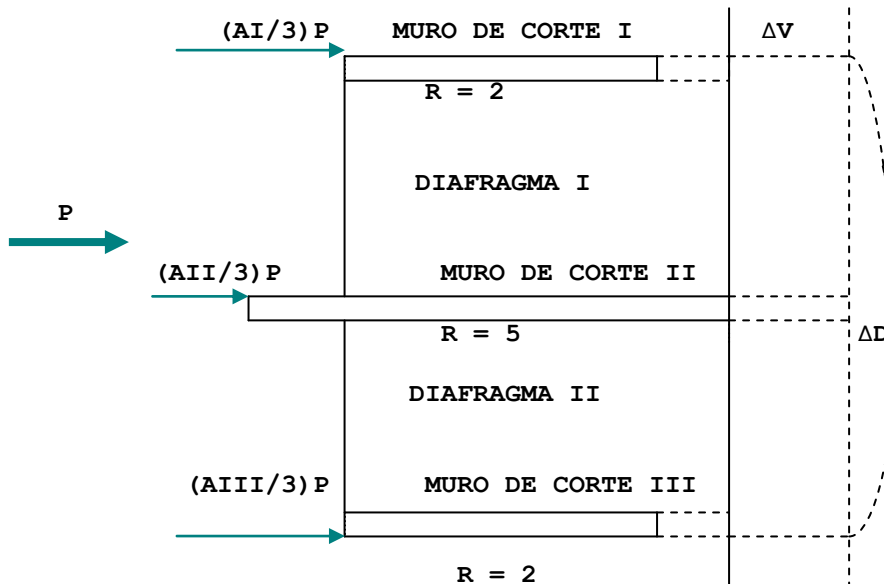


FIG. 3-33: Diagrama Flexible, donde Δv es la deflexión de los Muros de corte y ΔD es la deflexión del diafragma.

3.5.3.3.- Distribución de Momento de Torsión a Muros de Corte

Cuando la fuerza horizontal que actúa sobre el nivel de un pórtico no pasa por el centro de rigidez (punto hipotético donde se asume que está concentrada la resistencia al desplazamiento), se producirá el fenómeno de torsión en planta (ver 5.3), por lo tanto es necesario distribuir tanto las fuerzas traslacionales como las rotacionales necesarias para el diseño de los muros a cortante.

Para explicar el proceso de distribución se toma como modelo el sistema muro - diafragma mostrado en la figura 3-34:

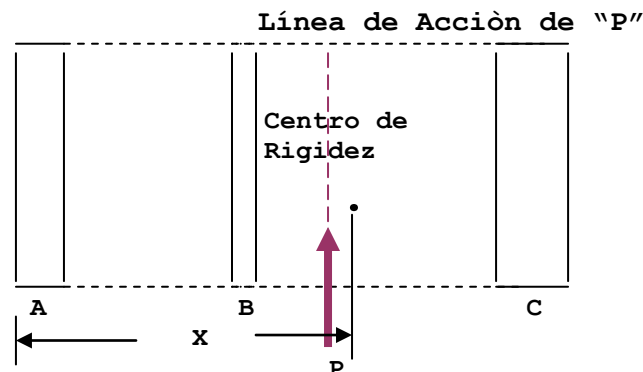


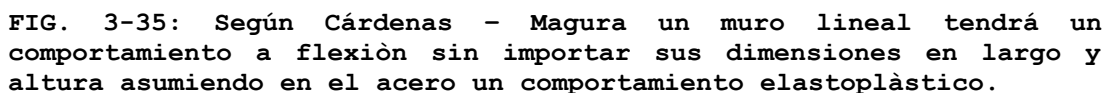
FIG.3.34.- Distribución de momentos de torsión.

Y se siguen los siguientes pasos:

- I)** Se determina la posición del Centro de rigidez : Se puede escoger como punto de referencia a cualesquiera de los tres muros siendo preferible el primero desde la izquierda (muro "A" en este caso) y se calcula el momento con respecto a ese muro siendo el momento el producto de la rigidez relativa de cada muro por su distancia al punto de referencia, siendo la ubicación del Centro de rigidez el cociente entre la sumatoria de momentos y la sumatoria de rigideces relativas de todos los muros del sistema.
- II)** La fuerza no rotacional (la carga "P") se distribuye en cada muro en proporción a la rigidez relativa de estos (producto de la carga por la rigidez relativa. Se asume que los diafragmas son rígidos o semirrígidos).
- III)** Se determina el Momento de Inercia del sistema siendo este la sumatoria del producto de las rigideces relativas de los muros de corte por el cuadrado de la distancia entre el centro de rigidez a cada muro de corte.
- IV)** Se calcula el momento de torsión siendo este el producto de la carga "P" por la distancia existente entre su línea de acción y el centro de rigidez calculado en **I)** y se procede a distribuirlo multiplicando dicho momento por la rigidez relativa y por la distancia de cada muro al centro de rigidez y dividiendo para el momento de inercia obtenido en el paso **III)**.
- V)** A las fuerzas no rotacionales distribuidas en el paso **II)** que están del mismo lado que la fuerza "P" (muros "A" y "B" en este caso) se les debe sumar sus respectivas fuerzas rotacionales obtenidas en el paso **IV)**. A las fuerzas no rotacionales que están del otro lado de "P" (muro "C" en este caso), como son de sentido opuesto a dicha carga se les debería restar sus respectivas fuerzas rotacionales pero al hacerlo se les está mermando resistencia a esos muros , por lo tanto se les mantiene con la fuerza no rotacional obtenida en **II)**.

"Si se espera un óptimo comportamiento inelástico del muro, la falla debe ser gobernada por flexión."

"Tomando como base un muro de tipo lineal con armadura uniformemente distribuida. A pesar de la dimensión considerable del muro, todavía las deformaciones varían linealmente sobre su respectivo peralte; asumiendo que el acero de refuerzo es un material elastoplástico".



Entonces, para que el muro llegue a un estado de inminente falla por flexión (falla dúctil), más no por corte (falla frágil), el eje neutro se lo ubica de acuerdo con la expresión 3.30

$$\frac{C}{L_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0,85\beta_1} \quad (3.30)$$

Donde:

C: Eje neutro del muro (m).

L_w: Longitud del muro (m).

$$\omega = \frac{\rho_v \cdot f_y}{f'_c} \quad \text{siendo:} \quad \begin{array}{l} \rho_v = \text{porcentaje de armadura vertical.} \\ f_y: \text{resistencia a la fluencia} \\ \quad \text{del acero de refuerzo (Kg/cm}^2\text{).} \\ f'_c: \text{resistencia a la compresión del} \\ \quad \text{hormigón (Kg/cm}^2\text{).} \end{array}$$

$$\alpha = \frac{N_n}{L_w \cdot h \cdot f'_c} \quad \text{siendo:} \quad \begin{array}{l} N_n: \text{Carga vertical mayorada que} \\ \quad \text{resiste el muro (Kg/cm}^2\text{).} \\ h: \text{Espesor del muro (m).} \end{array}$$

$$\beta_1: \quad \begin{array}{l} 1,05 - \frac{f'_c}{1400} \leq 0,85 \\ \geq 0,65 \end{array}$$

El momento flector requerido tendrá que ser menor que el momento nominal (con un cierto margen). El momento nominal se lo calcula de acuerdo a la expresión 3.31

$$*M_n = 0,5 \cdot A_s \cdot f_y \cdot L_w \cdot (1 + (N_n / A_s \cdot f_y)) \cdot (1 - (C / L_w)) \quad (\text{T.m}) \quad (3.31)$$

*Momento nominal de las fuerzas respecto al eje geométrico.

El momento flector requerido se lo determina con la expresión

$$M_{req.} = M_\mu / \phi \quad (3.32)$$

Donde: M_μ: Momento mayorado de diseño (T.m)

Ø: Factor de reducción de capacidad de carga
Como el objetivo es que el muro trabaje a Flexión Ø = 0,9.

El cortante nominal se lo determina de acuerdo a la expresión 3.33

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \left[\frac{M_n \text{ Disponible}}{M_n \text{ Requerido}} \right] * \alpha \quad (3.33)$$

Donde:

$\phi = 0,85$

α : Módulo de endurecimiento del acero (explicado en 3.1)

3.5.3.5.- Disposiciones ACI 318S - 05

11.10.2: "El diseño de la sección horizontal para cortante en el plano del muro debe estar regido por:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.34)$$

Donde:

V_u : Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n : Resistencia nominal al cortante calculada mediante la expresión: $V_n = V_c + V_s$

ϕ : Factor de reducción de capacidad de carga. $\phi = 0,85$ para corte.

Donde:

V_s : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo transversal.

V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón".

11.10.4: "Para el diseño de fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro, se requiere del parámetro "d", que debe considerarse igual a $0,8L_w$ ".

11.10.5: " V_c no será mayor que $0,53\sqrt{f'_c}h*d$ para muros sometidos a compresión axial ni mayor que:

$V_c = 0,53(1 + (N_u/35A_g))\sqrt{f'_c}b_w*d$ para muros sometidos a tracción axial".

11.10.6: " V_c puede ser el menor de los valores calculados por medio de las ecuaciones:

$$V_c = 0,88\sqrt{f'_c}h*d + \frac{Nu*d}{4*L_w} \quad (3.35)$$

ò

$$V_c = \left[0,16\sqrt{f'_c} + \frac{L_w*(0,33\sqrt{f'_c} + 0,2 \frac{Nu}{Lwh})}{\frac{Mu}{Vu} - \frac{L_w}{2}} \right] h*d \quad (3.36)$$

Donde:

Nu: Carga axial mayorada (T). Positiva para compresión y negativa para tracción

Lw: Longitud total del muro.

Importante! : Si $(Mu/Vu - Lw/2)$ es negativo, se debe prescindir de la ecuación

11.10.7 : "Se permite que las secciones situadas más cerca de la base del muro que una distancia $Lw/2$ o la mitad de la altura del muro , la que sea menor, sean diseñadas para el mismo V_c calculado para una distancia $Lw/2$ o la mitad de la altura".

11.10.9.1: "La resistencia nominal al cortante V_s se debe calcular de acuerdo a la expresión

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} \quad (3.37)$$

Donde:

Av: Área de refuerzo transversal (cm²).

11.10.9.2

"La cuantía del refuerzo transversal no será menor que 0,0025".

11.10.9.3:

"El espaciamiento del refuerzo transversal para cortante no debe exceder el menor de: $Lw/5$, $3h$, 45 (cm)".

11.10.9.4:

"La cuantía del refuerzo vertical no debe ser menor que la mayor de:

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5(2,5 - (h_w/L_w)) * (\rho_t - 0,0025) \quad (3.38)$$

Y

$$\rho_t = 0,0025$$

Donde: h_w es la altura total del muro"

11.10.9.5:

"El espaciamiento del refuerzo vertical para cortante no debe exceder el menor de $L_w/3$, $3h$, 45 (cm)".

3.5.3.6.- Método empírico de diseño de muros según ACI 318S-05.

14.5: "El método empírico de diseño es aplicable sólo en secciones transversales sólidas".

14.5.1: "Se permite que los muros de sección transversal rectangular sin vacíos sean diseñados mediante las disposiciones empíricas que se verán a continuación cuando la resultante de todas las cargas mayoradas esté localizada dentro del tercio central del espesor total del muro".

14.5.2: "La resistencia axial de diseño que satisface las limitaciones de 14.5.1 debe calcularse mediante la expresión

$$\phi P_n = 0,55\phi * f'_c * A_g * (1 - (KL_w / 32h)^2) \quad (3.39)$$

(Sistema SI)

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia de secciones controladas por compresión: $\phi = 0,70$.

K: Factor de longitud efectiva:

*Para muros arriostrados en la parte superior e inferior con el fin de evitar el desplazamiento lateral y:

a) Restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos ya sean el superior o el inferior: $\phi = 0,8$

b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos: $\phi = 1$.

*Para muros no arriostrados: $\phi = 2$ ".

14.5.3.1: "El espesor no será menor que $1/25$ de la altura o longitud (la que sea menor). Tampoco puede ser menor que 10 cm".

14.5.3.2: "El espesor de los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no debe ser menor que 19 cm".

3.5.3.7.- Disposiciones ACI 318S-05 para el diseño de Diafragmas.

21.9.4: "Las losas de hormigón y las sobrelosas compuestas que sirven como diafragmas estructurales deben tener un espesor mínimo de 5 cm".

21.9.5.1: "La cuantía mínima de refuerzo para los diafragmas estructurales debe estar de acuerdo con lo indicado en 7.12 (aquí no se resalta ese artículo, por lo tanto hay que consultarlo en el código). "En los sistemas de piso no preesforzados el espaciamiento del refuerzo en ambos sentidos no debe exceder de los 45 cm. El refuerzo provisto para la resistencia de cortante debe ser continuo y estar uniformemente distribuido a través del plano de cortante".

21.9.5.4: "Todo refuerzo continuo en diafragmas debe estar desarrollado o empalmado para fy en tracción".

21.9.5.5: "Se requieren empalmes TIPO 2 cuando se usen empalmes mecánicos para transferir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales".

21.9.6: "Las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas estructurales se deben obtener del análisis de cargas laterales de acuerdo con las combinaciones de cargas de diseño".

21.9.7: "La resistencia al cortante Vn de un diafragma estructural no debe exceder de:

$$V_n = A_{cv} * (0,53\sqrt{f'_c} + \rho_t * f_y) \quad (3.40)$$

Donde:

A_{cv}: "Espesor por el ancho del diafragma que corresponde al área total de la viga alta efectiva que forma el diafragma. El refuerzo de cortante debe colocarse perpendicular a la luz del diafragma".

ρ_t : Cuantía del refuerzo transversal.

21.9.7.3: "La resistencia nominal al cortante no debe exceder de $2,12Acv\sqrt{f'c}$ siendo Acv el área bruta de la sección del diafragma".

21.9.8.1: "Los elementos de borde de los diafragmas estructurales deben diseñarse para resistir la suma de las fuerzas axiales mayoradas que actúan en el plano del diafragma y la fuerza obtenida dividiendo M_u en la sección por la distancia entre los elementos de borde del diafragma en esa sección".

21.9.8.2: "Los empalmes del refuerzo de tracción en las cuerdas y elementos colectores de los diafragmas deben desarrollar f_y ".

21.9.8.3: "El refuerzo de cuerdas y elementos colectores en las zonas de empalme y anclaje debe cumplir: Un espaciamiento mínimo centro a centro de tres diámetros de las barras longitudinales, pero no menor que 4 cm., y un recubrimiento libre mínimo de concreto de $2 \frac{1}{2}$ diámetros de las barras longitudinales pero no menor que 5 cm.".

3.5.4.- Conexiones viga - columna

También son conocidas como "nudos". Estos elementos constituyen los puntos de unión entre vigas y columnas, debido a esto pueden llegar a ser los elementos componentes más vulnerables de la estructura. En el diseño se requiere de un buen entendimiento de las fuerzas actuantes y debe darse un detallamiento lo más claro posible de la acción de estas fuerzas que gracias a los programas computacionales puede lograrse de un modo inmediato y confiable.

3.5.4.1.- Conexiones interiores

A estos nudos convergen dos columnas y cuatro vigas de modo que en cada cara actúan un corte y momento respectivamente. Por lo tanto en cada cara actúan dos cortes y dos momentos y en el mecanismo general un total de ocho cortes y ocho momentos. En la figura 3-36 se presenta en detalle el funcionamiento de un sistema de conexión interna.

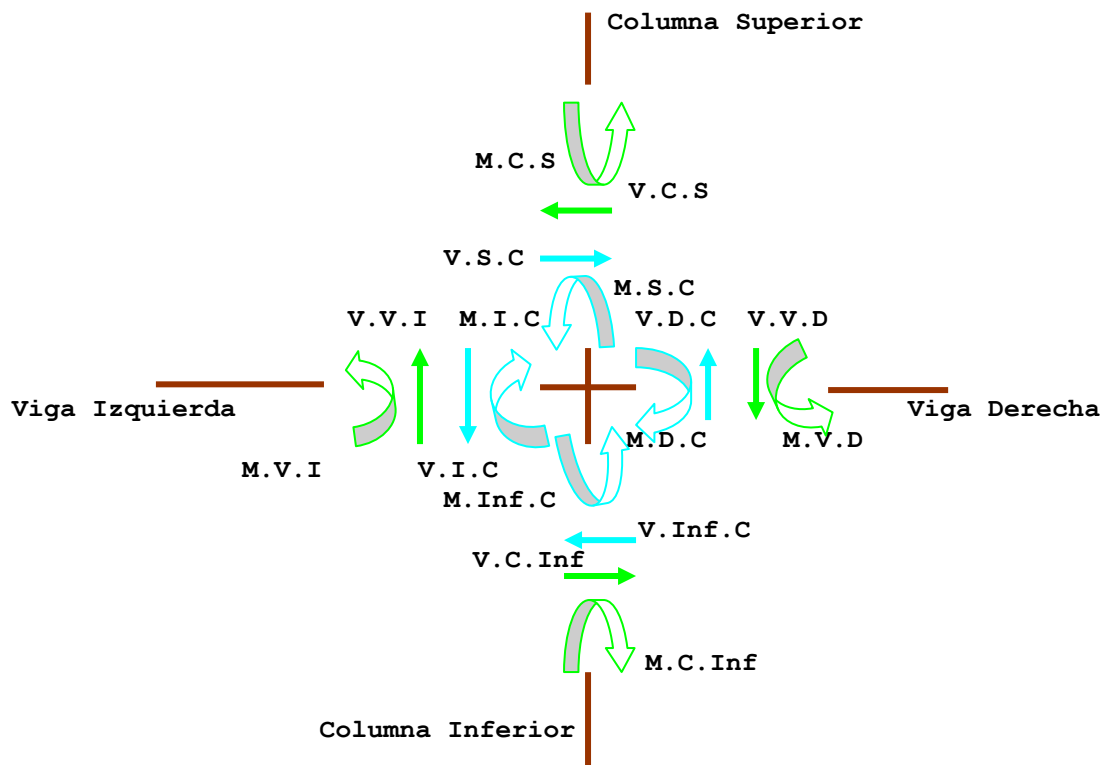


Figura 3-36.- Fuerzas y momentos actuantes en una conexión interna viga - columna

Donde:

$M.C.S$: Momento en la columna superior.

$V.C.S$: Corte en la columna superior.

$M.S.C$: Momento en la cara superior de la conexión.

$V.S.C$: Corte en la cara superior de la conexión.

$M.V.I$: Momento en la viga izquierda.

$V.V.I$: Corte en la viga izquierda.

$M.I.C$: Momento en la cara izquierda de la conexión.

$V.I.C$: Corte en la cara izquierda de la conexión.

$M.V.D$: Momento en la viga derecha.

$V.V.D$: Corte en la viga derecha.

$M.D.C$: Momento en la cara derecha de la conexión.

$V.D.C$: Corte en la cara derecha de la conexión.

$M.C.Inf$: Momento en la columna inferior.

$V.C.Inf$: Corte en la columna inferior.

$M.Inf.C$: Momento en la cara inferior de la conexión.

$V.Inf.C$: Corte en la cara inferior de la conexión.

La resultante de todos los cortes y momentos en la conexión tiene que ser igual a cero.

Los momentos flectores en la conexión generan el comportamiento mecánico respectivo en las cuatro secciones como se ilustra en la figura 3-37

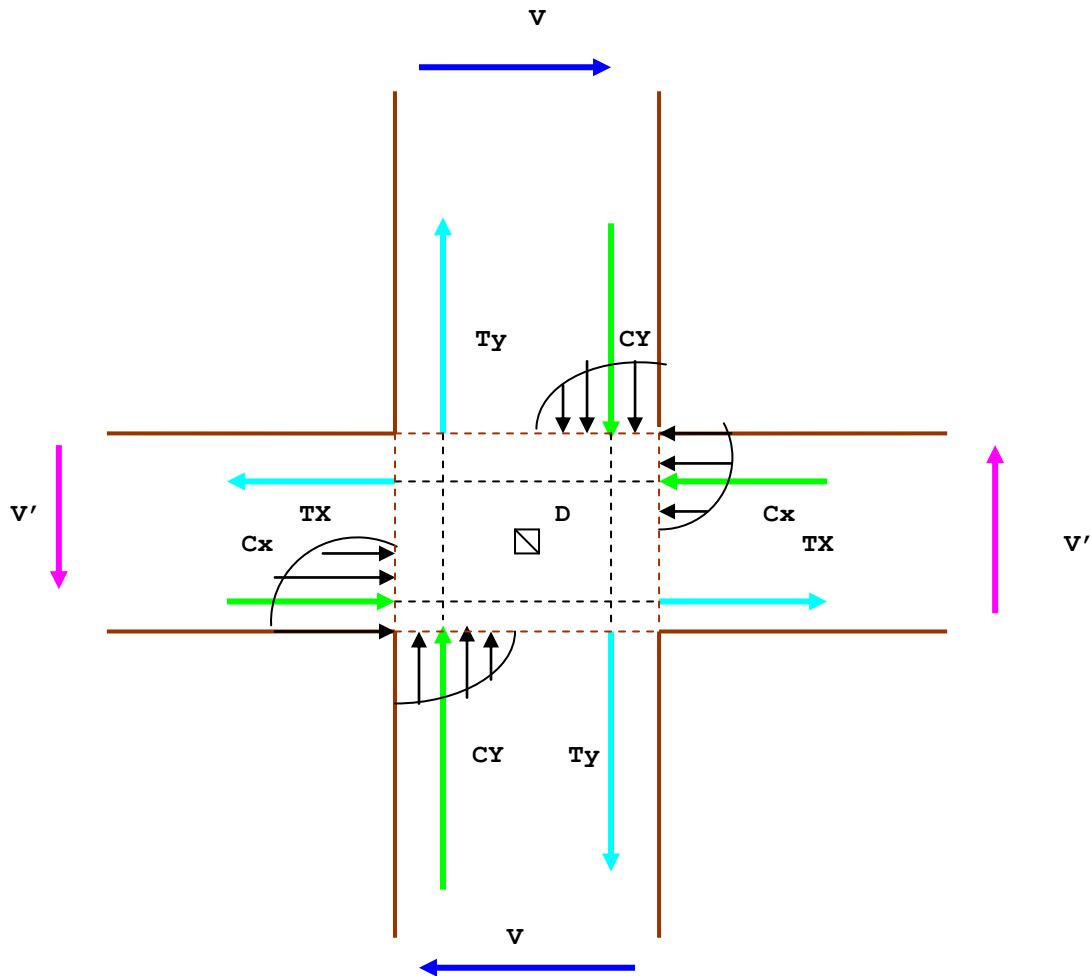


Figura 3-37.- Comportamiento mecánico de una conexión viga - columna.

Las fuerzas de compresión las toma el hormigón mientras que las fuerzas de tracción las toma la adherencia Hormigón - acero. Si se "extrae" un elemento "D" de la conexión y se hace un análisis de las fuerzas al que está sometido mediante un D.C.L se observa que experimenta reacciones a cortante lateralmente mientras que actúan fuerzas de compresión en las esquinas superior derecha e inferior izquierda y de tracción en las esquinas superior izquierda e inferior derecha.

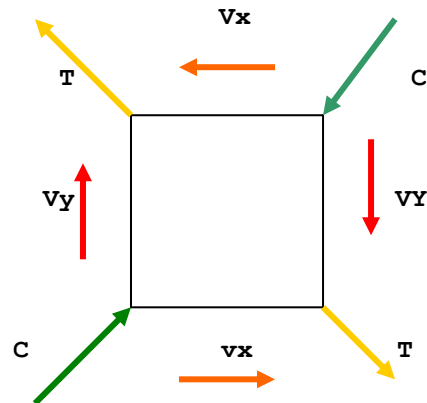


Figura 3 - 38.- Fuerzas actuantes en un elemento "D" de la conexión interior viga - columna.

Donde: $C = \sqrt{C_x^2 + C_y^2}$; $V_x = C_x + T_x$; $V_y = C_y + T_y$

De acuerdo a la interpretación del comportamiento de dicha sección del nudo se puede observar que experimenta falla por corte por tanto en el diseño de conexiones viga - columna intervienen los siguientes parámetros: Corte, confinamiento y adherencia.

3.5.4.1.1.-Diseño al corte en conexiones viga - columna

Debido a la acción de las fuerzas sísmicas en sentido horizontal es necesario que tengan continuidad los estribos de las columnas concurrentes al nudo; dicho sea de otra forma: No se deben suprimir los estribos de columna dentro del nudo de conexión.

La separación entre estribos dentro de la conexión es la misma que en la zona crítica de la columna (véase 21.4.4.1.3.a).

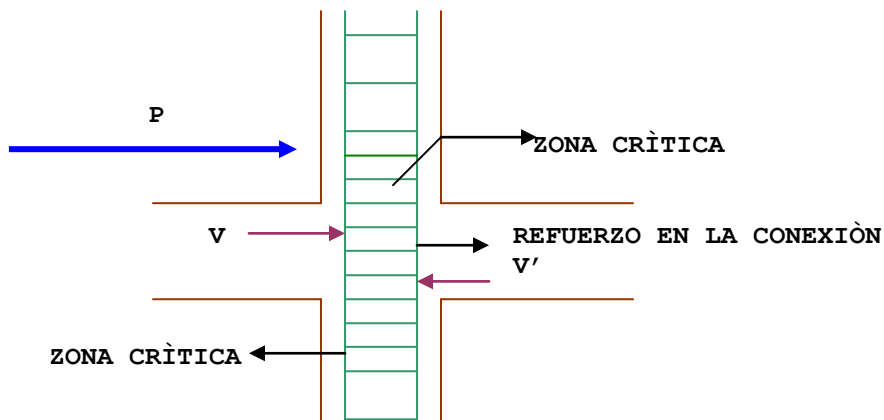


Figura 3-39.- Acción de cargas sísmicas en conexiones viga - columna.

El estado más crítico al que puede llegar el nudo (formación de rótulas plásticas en las columnas) y que se lo debe evitar, se lo interpreta en el D.C.L que se muestra a continuación:

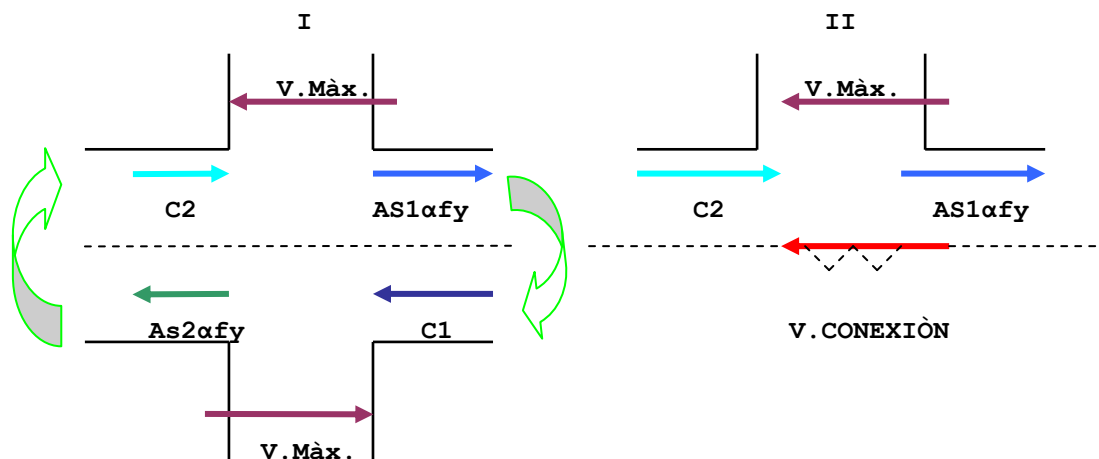


Figura 3-40.- I) Fuerzas actuantes en una junta viga - columna en caso de producirse formación de rótula plástica en la columna.

II) Corte en sentido superior de una sección de la junta.

De acuerdo al D.C.L de la figura 3-40 II):

$$\sum F_x = 0 \longrightarrow C2 + As1\alpha fy - V.màx. - V. Conexión = 0$$

$$V. Conexión = C2 + As1\alpha fy - V.màx$$

$$\text{Pero } C2 = As2\alpha fy \longrightarrow V. Conexión = (As1 + As2) \alpha fy - V.màx$$

Donde α : Módulo de endurecimiento del acero.

Por lo tanto: $V. Conexión = V. Requerido$

Para averiguar el corte disponible: $V_n = V_c + V_s$

De acuerdo al artículo 11.3.2.2 ACI 318S-05 para elementos sometidos a flexo compresión el valor límite de V_c es:

$$V_c = 0,93\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + 0,029 \cdot (N_u / A_g)} \quad (3.41)$$

Siendo N_u la carga axial a la que està sometida la columna y A_g el àrea bruta de la sección de la columna.

De acuerdo a la ecuación (3,37), la resistencia nominal al cortante es igual a:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

Luego tiene que cumplirse la condición siguiente:

$$V_n \geq V. \text{ Requerido } (3.42)$$

Siendo V. requerido el parámetro más crítico. Si no llega a cumplirse esta condición, deben modificarse las dimensiones de la columna.

3.5.4.2.- Conexiones exteriores

A estos nudos convergen dos columnas continuas y dos vigas perpendiculares entre si. Por lo tanto experimentarán seis fuerzas de corte y seis momentos. En la figura 3-41 se esquematiza el funcionamiento de una conexión exterior.

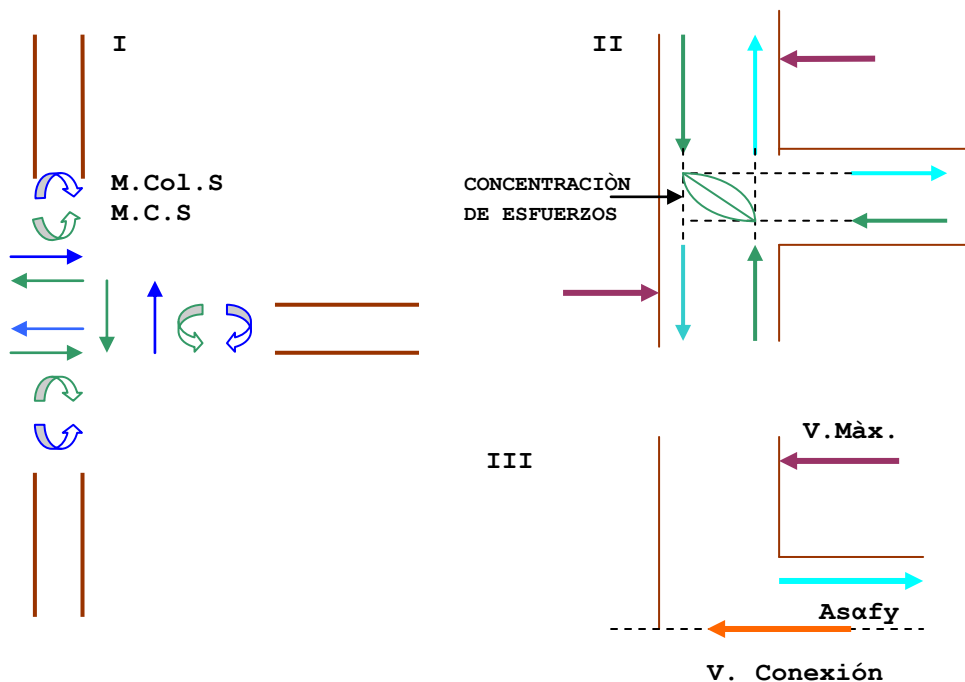


Figura 3-41.- I) Fuerzas y momentos actuantes en una conexión exterior viga - columna, II) Comportamiento mecánico en dicha conexión, III) Corte en sentido superior de una sección de la conexión.

De acuerdo con el D.C.L representado en la figura 3-41 III):

$$\Sigma F_x = 0 \longrightarrow A_s \alpha f_y - V.Màx - V. \text{ Conexión} = 0$$

$$V. \text{ Conexión} = A_s \alpha f_y - V.Màx$$

Del resultado obtenido, se puede llegar a establecer que el corte requerido es aproximadamente igual al 50% del corte de una conexión interior, por lo tanto no es crítico siendo en consecuencia el anclaje y el confinamiento los parámetros de diseño.

3.5.4.3.-Disposiciones ACI 318-05S para conexiones.

21.5.1.1.-"Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de vigas en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1,25f_y$ ".

21.5.1.2.-"La resistencia del nudo debe regirse por los factores ϕ : 0,60; 0,85 para nudos y vigas de acople reforzadas en forma diagonal".

21.5.1.3.-"El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse en tracción de acuerdo con 21.5.4.1".

21.5.1.4.-"Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa una unión viga - columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la varilla longitudinal de viga de mayor diámetro para hormigones de peso normal. Para hormigones livianos, la dimensión no debe ser menor que 26 veces el diámetro de la varilla".

21.5.2.1.-"Dentro del nudo deben colocarse estribos cerrados de confinamiento de refuerzo transversal de acuerdo a lo especificado en 21.4.4.1 (ver 3.5.4) a menos que dicho nudo esté confinado por elementos estructurales, como se especifica en 21.5.2.2".

21.5.2.2.-"Cuando existan elementos que convergen en los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos las tres cuartas partes del ancho de la columna, debe disponerse de refuerzo transversal igual por lo menos a la mitad de la cantidad requerida en 21.4.4.1 dentro del espesor "h" del elemento de menor altura. En estos lugares se permite que el espaciamiento especificado en 21.4.4.1.3.a (en este documento) se incremente a 15 cm."

21.5.2.3.-"Debe disponerse refuerzo transversal como se especifica en 21.4.4 a través del nudo con la finalidad de proporcionar confinamiento al refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna cuando el referido confinamiento no es suministrado por una viga que forme parte del pórtico en el nudo".

21.5.3.1.-"En los siguientes casos, en hormigones de peso normal:

*En nudos confinados en las cuatro caras: $V_n \leq 1,7\sqrt{f'_c} * A_j$

*En nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas: $V_n \leq 1,2\sqrt{f'_c} * A_j$

*En otros casos: $V_n \leq \sqrt{f'_c} * A_j$

Donde:

" A_j : Área efectiva de la sección transversal dentro del nudo igual al producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo".

"Se considera a un nudo confinado por un elemento cuando al menos tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que converge a este".

"Para considerar a un nudo como confinado, los elementos de confinamiento deben llegar a todas las caras del nudo

21.5.3.2.-"Para hormigón con agregado liviano, V_n no deberá exceder de las tres cuartas partes de los valores indicados en el artículo anterior".

21.5.4.1.-"La longitud de desarrollo para una varilla con gancho estándar 90° en hormigón de peso normal no debe ser menor que el mayor valor entre 8db, 15cm, y la longitud requerida por medio de la expresión

$$\ell_{dh} = \frac{f_y \cdot d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}} \quad (3-43)$$

Donde:

db: Diámetro nominal de una varilla en cm."

"Para hormigón de peso liviano, la longitud de desarrollo para una varilla con gancho estándar de 90° no debe ser menor que el mayor valor entre 10db, 19cm, y 1,25 veces la longitud requerida mediante la expresión (3-43)

"El gancho de 90° debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde".

21.5.4.2.-"La longitud de desarrollo en tracción para una varilla recta no debe ser menor que la mayor de:

I)"2,5 veces la longitud requerida en 21.5.4.1 si el espesor del hormigón colocado fresco en una sola operación debajo de la varilla no excede de los 30 cm."

Y

II)"3,25 veces la longitud requerida en 21.5.4.1 si el espesor del hormigón colocado fresco en una sola operación dentro de la varilla excede de los 30 cm."

21.4.5.3.- "Las varillas rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de ℓ_d fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1,6".

3.5.5.-Cimentaciones

Toda estructura está subdividida en dos componentes:

Superestructura: Parte de la edificación o estructura que no tiene contacto alguno con la corteza terrestre.

Subestructura: Parte de la edificación o estructura en contacto directo con la corteza terrestre.

Las cimentaciones por lo tanto, constituyen la subestructura de la edificación o cualquier otra obra civil que cumplen con la función de transferir el peso de la superestructura al suelo de acuerdo a sus propiedades y al comportamiento mecánico que este ofrece a la acción de las cargas aplicadas.

De acuerdo con lo anterior, el parámetro fundamental para el diseño de cimentaciones es la capacidad admisible del suelo ($q_{adm.}$), siendo esta la mayor resistencia a la que puede llegar el suelo en inminente estado de colapsabilidad; luego, diseñar una cimentación es asignar a la subestructura un área, espesor y refuerzo adecuados para que esta transmita las cargas al suelo procurando que sus asentamientos estén dentro de los límites razonables.

3.5.5.1.-Cantidades de asentamiento

Según datos recopilados se tiene la información siguiente sobre asentamientos de suelos:

***Roca blanda, terreno compacto y depósitos glaciales densos:** De 0,95 a 1,91 cm. Ocurren por lo general bajo cargas hasta de 108 (T/m²).

***Terrenos de arenas secas:** De 1,27 a 1,91 cm bajo la acción de cargas de 32 a 43 (T/m²).

***Terrenos de arenas húmedas:** Los asentamientos ocurren de forma inmediata. Están en el orden de 0,64 a 1,91 cm cuando están sometidos a la acción de cargas de 22 a 43 (T/m²). Si se drena la arena pueden aumentar a 1,91 cm en un período de meses.

***Arcillas consistentes mezcladas con grava o arena:** De 1,27 cm que pueden aumentar hasta 5 cm en aproximadamente 2 años bajo la acción de cargas de 32 a 43 (T/m²).

***Terrenos de arcillas blandas:** Los asentamientos son inmediatos, de 15 a 24 cm, siendo continuos a medida que transcurre el tiempo.

Los asentamientos mencionados son para cimentaciones pequeñas, siendo mayores para las cimentaciones grandes. En suelos de material granular las presiones de base no son uniformes, en consecuencia los asentamientos tampoco lo son.

El cortante de borde proporciona a las cimentaciones alguna resistencia al asentamiento.

El asentamiento tampoco es uniforme en los suelos plásticos puesto que el efecto del flujo plástico es menor en la región interior y las presiones de base - igual que en los suelos granulares - no son uniformes.

3.5.5.2.- Indicaciones prácticas a tomar en cuenta en el diseño de cimentaciones.

Según Bowles - Tomlison (3), es recomendable aplicar ciertas indicaciones que se recopilan a continuación:

**"La uniformidad de la presión en la base del plinto es directamente proporcional a su rigidez".*

**"En suelos cuya resistencia es superior a 32 (T/m²) se puede asumir que la distribución de presión es uniforme".*

**"En suelos de similares características mecánicas y de igual resistencia, los asentamientos serán mayores para cimentaciones cuadradas que para rectangulares".*

**"En suelos de similares características mecánicas y de igual resistencia, para la misma forma de cimentaciones, el asentamiento es directamente proporcional al tamaño de la cimentación".*

**"Los cimientos exteriores que no son adyacentes a otras cargas, sufrirán asentamientos menores que aquellos que son adyacentes a cargas determinadas".*

**"Es probable que los cimientos incrementen su asentamiento cuando se carguen los suelos de los terrenos adyacentes".*

**"Los ensayos de carga sobre placa podrán aplicarse sólo cuando las condiciones del lugar se reproducen en la misma forma".*

**"Las cimentaciones flexibles pueden diseñarse para momentos flectores menores de los que resultan en el análisis de cimientos en los que se supone que la distribución de presión es uniforme".*

**"La falla de tipo estructural en los cimientos es muy rara".*

**"Para que el asentamiento de los edificios sea lo más uniforme posible, se aconseja tomar en cuenta los siguientes parámetros: Las cargas reales de diseño; mayores presiones de contacto en los cimientos exteriores; dotación de juntas de deslizamiento para el asentamiento a producirse bajo la acción de futuras cargas adyacentes; el efecto de la diferencia de niveles de las cimentaciones próximas; cambios debidos al agua, la intemperie, la vibración; diferencias en las presiones de contacto de los cimientos de formas diferentes".*

(3) *Manual Integral de Diseño y Construcción, Tomo 2. Frederick Merrit, Jonathan Ricketts pag. 140*

**"Es erróneo establecer los asentamientos de acuerdo al criterio de que la presión máxima de contacto se concentra en el centro de la cimentación, debido a que la distribución de cargas está relacionada con la rigidez del elemento".*

**"Las presiones de contacto del suelo y los asentamientos anticipados de acuerdo a los ensayos de laboratorio tienen poco valor si no son tomadas en cuenta las condiciones en la obra".*

**"La exposición de los suelos durante el proceso de excavación puede alterar su estructura y todas sus características".*

**"Debido a que toda estructura sufre asentamiento, es recomendable hacer previsiones para estos conservándolas libres de las estructuras adyacentes estables".*

**"No debe alterarse la resistencia lateral de los suelos por debajo de lo necesario para compensar los esfuerzos laterales que resulten de las cargas que se adicionan".*

3.5.5.3.-Cimentaciones profundas.

Estos cimientos también conocidos como pilotes se usan en caso de que el suelo presente resistencia en sus niveles inferiores.

Estas cimentaciones soportan cargas, bien sea por transmisión de punta sobre roca u otro tipo de material, o por esfuerzo cortante lateral (interacción suelo - pilote), o ambos.

La resistencia de los pilotes depende del material empleado en su construcción, la carga máxima que estos soportan está en función del tipo de suelo en el que son hincados. Es necesario aclarar que estos cimientos deben emplearse en suelos resistentes y no tener la errónea creencia de que constituyen la solución para construir en suelos malos. Se aconseja una penetración mínima de 3m para que desarrollen su capacidad portante de carga nominal.

Los elementos constitutivos de un pilote son:

Cabeza: Parte del pilote que soporta los golpes del mazo de hincado cuyo peso fluctúa entre 200 a 800 Kg.

Fuste: Es el cuerpo del pilote. Su longitud está en función de las características de resistencia del suelo. Debe estar en posición totalmente vertical y estar alineado con el eje imaginario del pilote.

Punta: Es la parte del pilote que abre camino a medida que este es introducido en el suelo.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DINÁMICO

El diseño estructural tiene dependencia directa con la ubicación geográfica en donde se planea proyectar su construcción. En el caso del Ecuador, este se halla en una zona donde el riesgo sísmico es considerable, por tanto las edificaciones deben ser diseñadas para soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño. En este capítulo se presentará un enfoque lo mas generalizado posible debido a que constituye un ramo del trabajo a llevarse a cabo en el presente documento mas no un tema principal de investigación.

4.1.- Definiciones básicas en sismología.

***Hipocentro o foco.-** Punto en la corteza terrestre donde se origina el sismo, a partir del cual salen las ondas sísmicas a cierta profundidad en el interior de la tierra.

***Epicentro.-** Es el punto en la superficie terrestre ubicado directamente sobre el foco, donde normalmente los efectos del sismo son más intensos.

***Profundidad Focal.-** Es la distancia existente entre el epicentro y el foco sísmico.

***Distancia epicentral.-** Es la distancia entre el punto superficial de observación y el epicentro.

***Distancia focal.-** Es la distancia entre el foco sísmico y el punto superficial de observación.

***Intensidad.-** Es la medida de los efectos que provocan los sismos sobre personas, objetos y construcciones. Se lo determina a partir de la escala de Mercalli.

***Magnitud.-** Es la medida de la cantidad de energía liberada en el hipocentro o foco sísmico, por tanto mide la amplitud de las ondas sísmicas. Se determina mediante la escala de Richter y varía de 0 a 9 grados.

***Sismos de colapso.-** Movimientos de baja intensidad que tienen origen en cavidades subterráneas y son debidos al colapso de las mencionadas cavidades.

***Sismos de origen volcánico.-** Se producen durante las erupciones con intensidades generalmente pequeñas afectando a superficies limitadas.

***Sismos tectónicos.-** Son los mas fuertes y frecuentes. Son causados por la rotura brusca de las capas rocosas a lo largo de la superficie de fractura denominada "falla".

4.2.-Sismos en el Ecuador

La principal fuente de generación de sismos tectónicos en el país es la subducción de la placa de Nazca dentro de la placa sudamericana. La placa de Nazca es una placa tectónica oceánica que se encuentra en el Océano Pacífico oriental junto a la costa occidental de América del Sur, específicamente entre Perú y Chile.

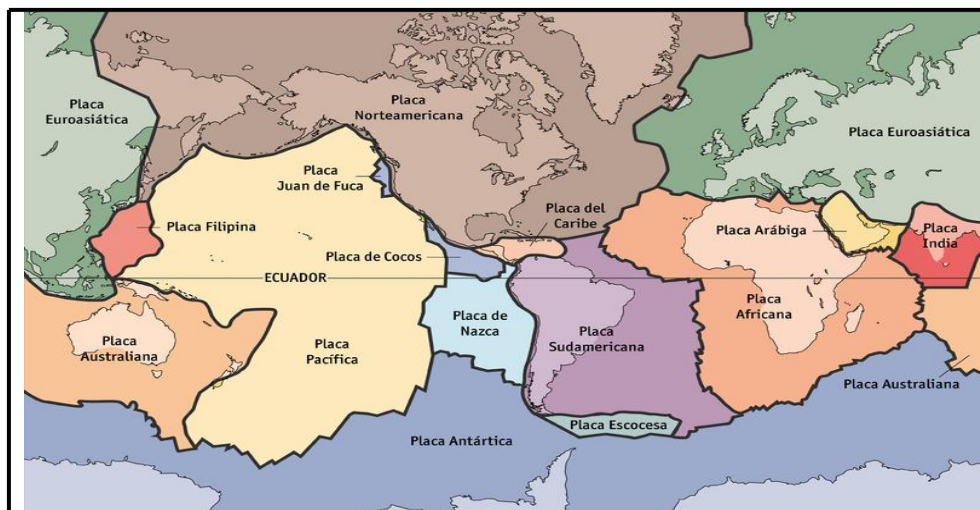


Figura 4.1.- Ubicación de la Placa de Nazca.

Tabla 4.1.- Sismos en el Ecuador por efectos de la Placa de Nazca

EVENUTO	LUGAR	FECHA	MAGNITUD	PROF. FOCAL
1	Esmeraldas	19/I/1958	7,8	<33 Km.
2	Esmeraldas	31/I/1906	8,7	Ídem.
3	Esmeraldas	Imprecisa	6,9	Ídem.
4	Manta	Imprecisa	8,1	Idem.
5	Manta-Bahía	Imprecisa	7,1	Idem.
6	Guayas	Imprecisa	7,0	Idem.
7	Guayas	Imprecisa	6,1	Idem.
8	El Oro	Imprecisa	7,9	Idem.
9	Bahía	04/VIII/98	7,1	Idem.
10	El Coca	23/VI/1925	6,75	180 Km.
11	Quito	02/III/1967	5,80	128 Km.
12	Amazonia	19/VII/1937	7,1	199 Km.
13	Chillanes	29/IX/1906	7,5	150 Km.
14	Ambato	05/VIII/1949	6,75	45 Km.
15	Manta	Imprecisa	5,1	75 Km.
16	Guayas	Imprecisa	5,1	75 Km.

4.3.- Parámetros de diseño de acuerdo a la sismología y geología del sitio.

4.3.1.- De acuerdo a las zonas sísmicas.

El Ecuador de acuerdo a su actividad sísmica ha sido subdividido en cuatro zonas para propósitos de diseño como se aprecia en el mapa representado en la figura 4.2. De acuerdo a dichas zonificaciones se han adoptado un rango de valores "Z". Estos valores representan la aceleración máxima en roca que se espera para el sismo de diseño siendo esta aceleración una fracción de la gravedad.

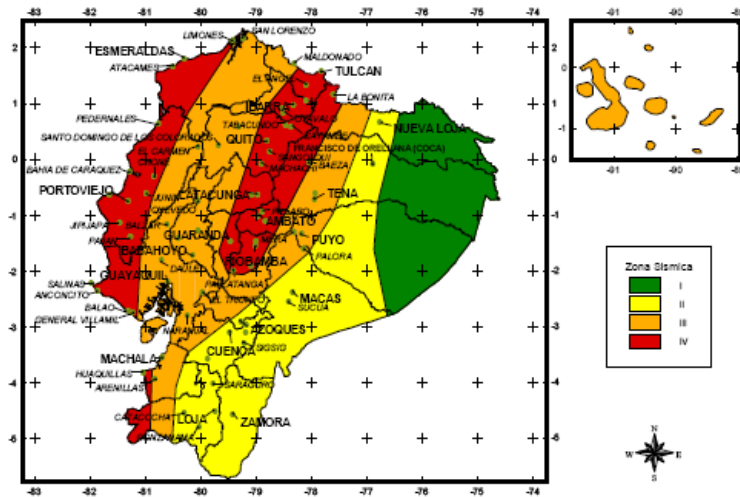


Fig. 4.2 :Mapa sísmico del Ecuador. Fuente :CEC 2000

Zona Sísmica	I	II	III	IV
Factor Z	0,15	0,30	0,35	0,40

4.3.2.- De acuerdo a las condiciones geológicas de la zona.

Las condiciones geotécnicas de los perfiles de suelos se las obtiene y clasifica de acuerdo a las propiedades mecánicas, los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Este último parámetro está correlacionado generalmente con el número de golpes del SPT.

4.3.2.1.- Clasificación de perfiles de suelo.

Perfil S1.- Conocido como Roca o Suelo firme. Pertenecen a este grupo las rocas y los suelos endurecidos con velocidades de ondas de corte por lo general mayores a 750 m/s con períodos fundamentales de vibración menores que 0,2 s. Pertenecen a este grupo: Las gravas arenosas, limosas o arcillosas densas y secas; suelos cohesivos duros; arenas densas; suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados.

Perfil S2.- Suelos con características intermedias entre los suelos de tipo S1 y S3.

Perfil S3.- Perfiles de suelos blandos o estratos de gran espesor, en que los periodos fundamentales de vibración son mayores a 0,6 s. Los valores N , V_s Y S_u son valores promedio del sitio, determinados de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$V_s = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i/V_{si})$$

$$N = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i/N_i)$$

$$S_u = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i/S_i)$$

Donde:

h_i : Espesor del estrato i .

V_{si} : Velocidad de las ondas de corte en el estrato i .

S_u : Resistencia al corte no drenada promedio del estrato i .

N_i : Número de golpes en el estrato i .

Para poder calcular dichos valores se requiere (por medio de estudios) saber que tipo de suelo es y el espesor del estrato, y en base a ello se recurre a la tabla 4.2 que se muestra a continuación:

Suelos Cohesivos	Vs (m/s)	Su (Kpa)	hi (m)
<i>Blandos</i>	< 200	< 25	> 20
<i>Semiblandos</i>	200 - 400	25 - 50	> 25
<i>Duros</i>	400 - 750	50 - 100	> 40
<i>Muy Duros</i>	> 750	100 - 200	> 60
Suelos Granulares	Vs (m/s)	Valores N del SPT	hi (m)
<i>Sueltos</i>	< 200	4- 10	> 40
<i>Semidensos</i>	200 - 750	10 - 30	> 45
<i>Densos</i>	> 750	> 30	> 100

Tabla 4.2.- Valores a emplearse para obtener resultados en las expresiones. Fuente : CEC 2000

Perfil S4.- Son parte de este perfil los suelos de alto grado de compresibilidad donde las condiciones geológicas, topográficas se presentan desfavorables, requiriendo estos de estudios más profundos.

Se incluyen en este grupo:

- *Suelos altamente licuables.
- *Arcillas suaves de espesor > 30 m.
- *Rellenos colocados de forma empírica.
- *Lodos, suelos de tipo orgánico, turbas.
- *Limos y arcillas que presenten índice plástico mayor a 75.

Para estos perfiles se han tabulado los coeficientes "S" y "a". "S" es un coeficiente que depende del suelo contenido entre el lugar de ubicación de la estructura y el epicentro. "a" es un coeficiente que está relacionado con la interacción suelo - estructura durante un sismo.

Los coeficientes "S" y "a" se representan en la tabla 4.3

Perfil Tipo	Descripción	S	Ca
<i>S1</i>	<i>Roca o suelo firme</i>	<i>1</i>	<i>2,5</i>
<i>S2</i>	<i>Suelos intermedios</i>	<i>1,2</i>	<i>3</i>
<i>S3</i>	<i>Suelos blandos y estratos profundos</i>	<i>1,5</i>	<i>2,8</i>
<i>S4</i>	<i>Condiciones especiales de suelo</i>	<i>2*</i>	<i>2,5</i>

*Este valor se toma como mínimo.

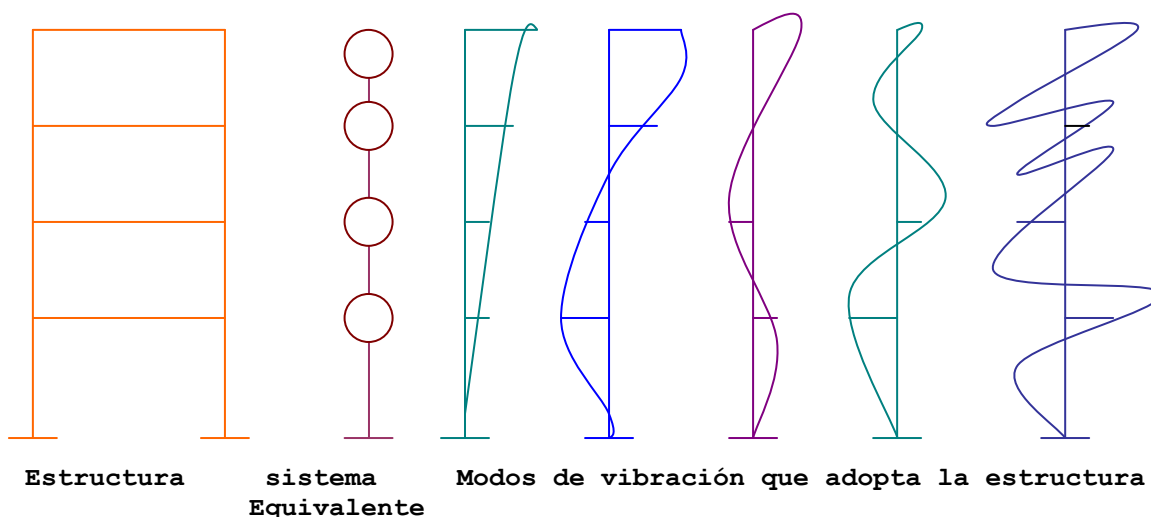
Tabla 4.3.- Coeficientes de suelo S y Ca para los cuatro perfiles de suelo. Fuente : CEC 2000

4.4.- Análisis Dinámico Espectral.

Este análisis es de tipo dinámico - elástico en el que están involucradas las respuestas máximas que ofrecen el número de modos que presentará cierta estructura ante un movimiento sísmico, contribuyendo esos modos al comportamiento general de la misma. Las respuestas modales máximas se calculan en función de las ordenadas de la curva de respuesta apropiada que corresponda a los períodos modales. Las respuestas modales máximas se procesan estadísticamente siendo el resultado final la respuesta estructural total aproximada.

4.4.1.- Modo de vibración

Es el comportamiento que adopta una estructura de acuerdo al grado de libertad que esta tenga.



Los modos de vibración se obtienen utilizando varias metodologías de dinámica estructural, una de ellas es el método de análisis de eigenvectores .

El análisis de eigenvectores determina las formas modales para la vibración libre no amortiguada y frecuencias del sistema, facilitando estos modos la comprensión del comportamiento estructural.

El análisis de eigenvectores se expresa de acuerdo a la ecuación 4-1:

$$([K] - \Omega^2 [M]) \{\Phi\} = 0 \quad (4.1)$$

Donde:

K: Matriz de rigideces.

Ω : Matriz diagonal de eigenvalores.

M: Matriz diagonal de masas.

Φ : Matriz de los correspondientes eigenvectores o formas modales.

Siendo los eigenvalores las respectivas frecuencias angulares de los grados de libertad de la estructura que se determinan de acuerdo a las ecuaciones de la mecánica clásica:

$$\begin{aligned} f &= w/2\pi \\ f &= 1/T \end{aligned}$$

Igualando las expresiones entre si se obtiene:

$$W = 2\pi/T$$

Donde: f es la frecuencia modal, medida en HZ.

T es el período modal, cuya obtención se explicará en el capítulo siguiente.

Por tanto la matriz diagonal de eigenvalores se la expresa:

$$[\Omega^2] = \begin{bmatrix} W1^2 & & \\ & W2^2 & \\ & & Wn^2 \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

Donde cada modo de vibración tiene una y solo una frecuencia angular con su correspondiente grado de libertad.

La matriz de eigenvectores o formas modales Φ se representa:

$$[\Phi] = [\phi_{jn}] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2N} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \dots & \phi_{3N} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \dots & \phi_{Nn} \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

Donde:

j : Nivel de la estructura.

N : Modo de vibración de la estructura.

ϕ : Desplazamiento unitario de un nivel "n" de la estructura en un modo de vibración determinado que es igual a la relación entre la altura de dicho nivel y la altura total del pórtico.

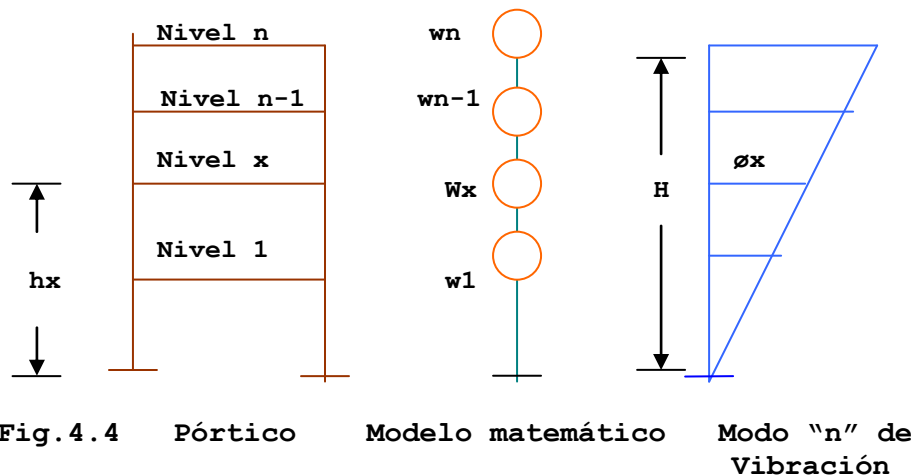


Fig.4.4 Pórtico Modelo matemático Modo "n" de Vibración

Siendo $\phi_x = h_x/H$

4.5.-Espectros de respuesta.

Sobre una estructura operan dos tipos de cargas: las cargas estáticas y las cargas dinámicas. Las cargas estáticas son las cargas gravitatorias que son independientes del tiempo de aplicación, las cargas dinámicas son las cargas sísmicas, y tienen dependencia del tiempo en que estas se producen debido al efecto de la vibración variable del suelo. Por lo tanto el equilibrio del sistema suelo - estructura requiere la presencia de fuerzas internas, externas o elásticas y fuerzas de inercia que están en función de las aceleraciones de las masas.

La respuesta estructural está en función de la magnitud y duración de la excitación, de las propiedades dinámicas de la estructura y de las características del suelo del lugar entre los factores más importantes.

El objetivo del análisis dinámico de estructuras es el de conocer el comportamiento de estas en función del tiempo en el que están sometidas a la acción de cargas sísmicas. Existen dos tipos de análisis dinámico: El a.d determinístico y el a.d probabilístico. En el determinístico se analiza la respuesta de un sistema sujeto a cargas dinámicas prescritas cuya variación con el tiempo es totalmente conocida, en el probabilístico se analiza la respuesta de un sistema sujeto a cargas dinámicas cuya variación con el tiempo no se conoce de forma precisa, estando definida estadísticamente.

El espectro de respuesta representa las respuestas pico de todos los sistemas posibles de 1 grado de libertad de acuerdo a las características mecánicas de determinado tipo de suelo donde se asienta la edificación o estructura.

Para comprender mejor aquello se establece la siguiente analogía:

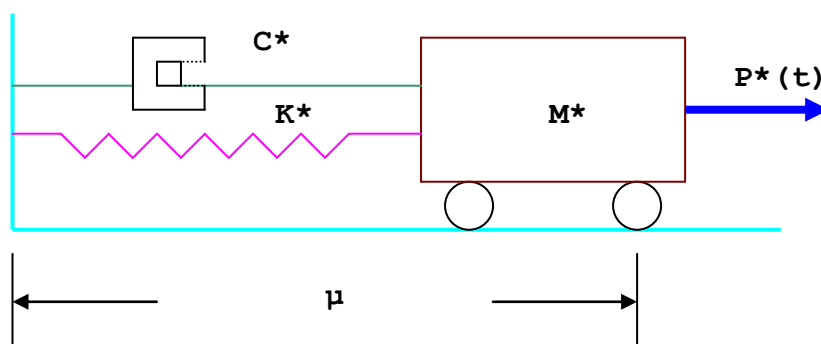


Figura 4.5.- Sistema genérico de un grado de libertad con movimiento oscilatorio.

Considérese un carrito de masa "M" que representa a la estructura sometido a una fuerza "P" en función del tiempo "t" rodando en una superficie sin fricción. Este elemento está sujeto a un resorte de constante elástica "k" y a un amortiguador de constante "C", "k" representa el coeficiente de resistencia del suelo y "C" el efecto causado por las fuerzas internas y externas de fricción (suelo - estructura, suelo - suelo), "μ" es la máxima distancia que se desplaza la estructura durante el sismo. Por lo tanto, de acuerdo con estos parámetros, la ecuación genérica del movimiento para cualquier sistema de 1 grado de libertad es:

$$M(\mu'') + C(\mu') + K(\mu) = P \quad (4.4)$$

Donde:

μ': Velocidad del suelo.

μ'': Aceleración del suelo.

Existen tres tipos de espectros de respuesta: E.D.R de deformación, E.D.R de velocidad y E.D.R de aceleración. En este documento solo se hará referencia al espectro de aceleración porque en base a este se determinará la cortante basal, parámetro indispensable en el análisis y diseño estructural de edificaciones y que se describirá con mayor amplitud en el capítulo siguiente.

4.5.1.-Espectros de respuesta para aceleración:

Consideran la máxima aceleración "A" para un sistema de 1 grado de libertad con frecuencia angular "ω_n" en función de la máxima amplitud D (μ₀) debida al movimiento del suelo.

Matemáticamente se expresa:

$$A = (\omega_n)^2 \mu_0 \quad (4.5)$$

Donde: "A" es la "seudo" aceleración pico porque $A \neq \mu''_0$. El espectro de respuesta de la aceleración es trazado en función de T_n.

4.5.2.-Pasos para la construcción de un E.D.R de aceleración.

I) Definir numéricamente la aceleración del suelo μ'' mediante métodos numéricos. Por lo general μ'' se la determina cada 0,02 s.

II) Se selecciona el período natural de vibración (T_n) y la relación de amortiguamiento ζ de un sistema de 1 grado de libertad.

III) Se calcula la respuesta de deformación de este sistema (μ) debido al movimiento del suelo aplicando el método numérico al que mejor se acomode el diseñador.

IV) Se determina la máxima amplitud del movimiento a partir del resultado obtenido en III.

V) Se determina "A" de acuerdo a la expresión:

$$A = (2\pi/T_n)^2 \mu_0$$

VI) Se repiten los pasos **II** al **V** para un rango de valores de T_n y ζ .

VII) Graficar los resultados.

La forma genérica del E.D.R de aceleración es como se muestra en la figura 4.6:

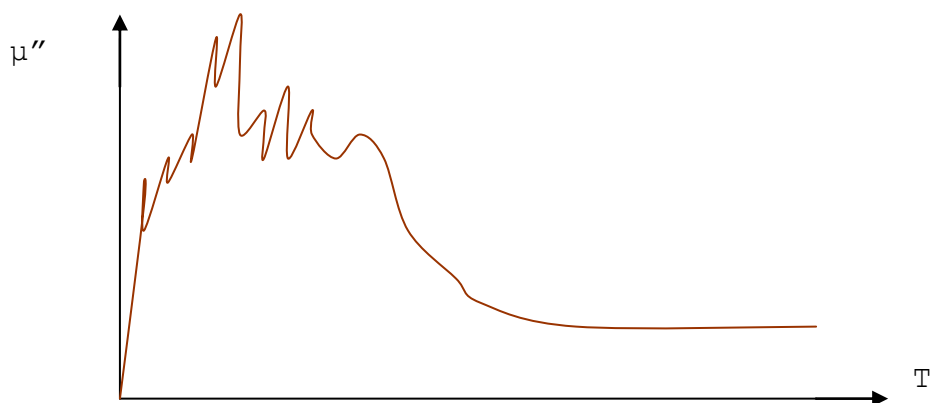


Figura 4-6.- Bosquejo genérico de un espectro de respuesta

Sacándose las siguientes conclusiones:

*Para periodos de duración muy corta la estructura tiene un muy alto grado de rigidez, por lo tanto el sistema experimenta deformaciones muy pequeñas llegándose a calificar a la estructura como un mecanismo de falla "frágil".

*Para períodos de duración muy larga la estructura tiene un muy alto grado de flexibilidad, por lo tanto el sistema experimenta grandes deformaciones y la estructura se clasifica como un mecanismo de falla "dúctil" que es lo que se busca en el diseño sismo resistente.

4.6.-Espectros de diseño.

Los espectros de respuesta, si bien exponen con un alto porcentaje de exactitud el comportamiento estructural ante un sismo, son válidos solamente para un determinado movimiento: El suelo presentará ciertas características de comportamiento en un sismo específico; ese mismo material, en aquel mismo sitio, con un movimiento sísmico de la misma magnitud que sin embargo tiene un sentido diferente se comportará de manera muy distinta y consecuentemente tendrá un espectro de respuesta ambiguo, y como los sismos pueden ocurrir en un infinito numero de sentidos existirán numerosos espectros con distintas respuestas que crearán un estado de incertidumbre en el proceso de análisis - diseño.

Se considera a un espectro como de *diseño*, el que representa el "promedio" del mayor número de respuestas posible que ofrece un suelo en determinada localización ante un movimiento sísmico. En caso de no contar con registros de comportamiento, el espectro de diseño deberá basarse en registros de los sitios más próximos en condiciones similares de movimiento tales como: magnitud del sismo, distancia del sitio a la falla sísmica, condiciones geológicas en el trayecto de las ondas sísmicas, condiciones locales del suelo en el sitio del suceso.

Existen varios métodos estadísticos para construir espectros de diseño de una manera muy exacta, no obstante se los puede determinar de un modo de aproximación bastante confiable en función de la cortante basal más probable que operará en la estructura. Los periodos de tiempo se los determina con la expresión 4-6:

$$C = \frac{1,25 \cdot S}{T} \quad (4.6)$$

Donde:

C: Coeficiente que depende del tipo de suelo (Tabla 4-3).

S: Coeficiente que depende del suelo contenido entre la ubicación de la estructura y el epicentro (Ver tabla 4-3).

Conocido el suelo, se procede a reemplazar los valores de "C" y "S" en 4-6 para hallar el periodo de transición en donde la aceleración modal deja de ser constante para luego descender a medida que los períodos de vibración se hacen mayores. Se explicará más a fondo este proceso en el capítulo siguiente sin embargo, en la figura 4-7 se expone la forma genérica del diagrama de espectros de diseño.

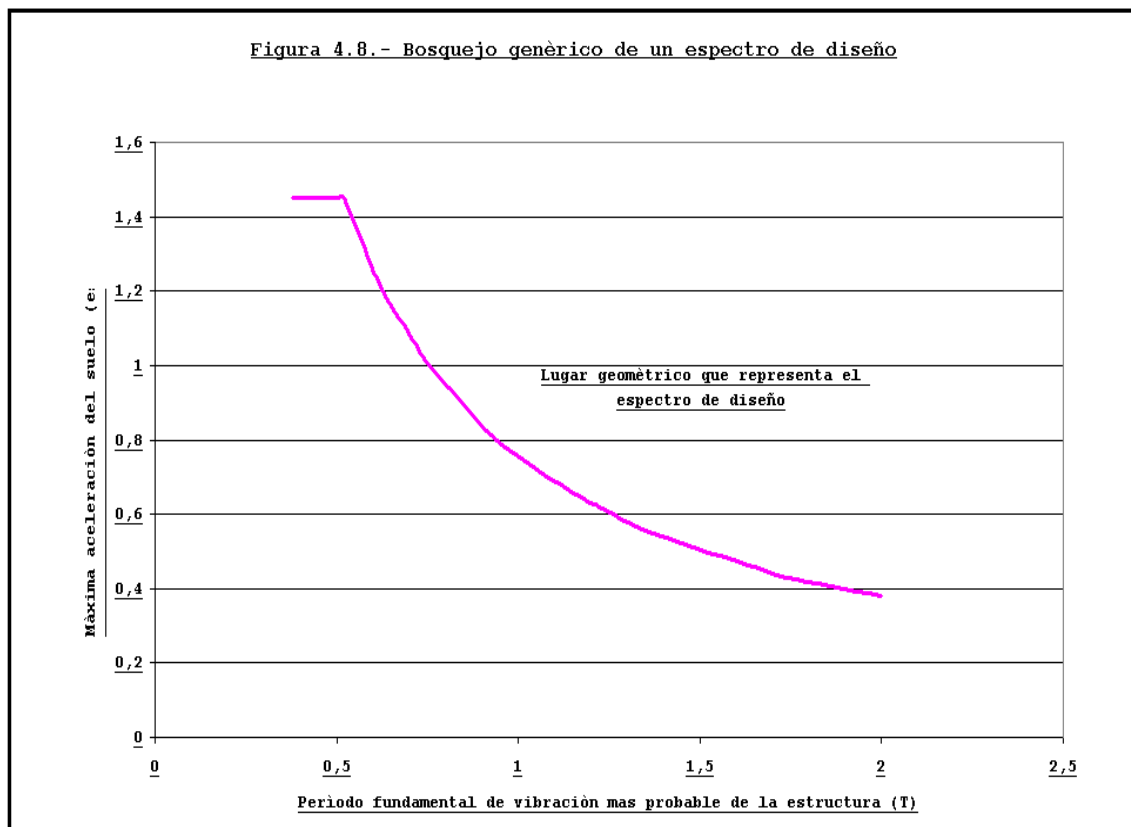


Figura 4.7.- Representación típica del Espectro de Diseño

CAPÍTULO 5

FUERZAS LATERALES DE DISEÑO

Las incidencias en el comportamiento y desempeño de estructuras sometidas a la acción de cargas sísmicas horizontales son múltiples y con diversos niveles de respuesta que dependen de muchos factores: La magnitud del sismo, la dirección y sentido del movimiento, la geología del sitio, la geometría de la edificación, el tipo de material del que está constituida, siendo estos los de mayor importancia en el comportamiento estructural. Es de acuerdo con estos factores en que debe estar basado el análisis de la respuesta que el sistema estructural ofrece ante un suceso de tipo sísmico de magnitud para luego evaluar y diseñar en base de una cierta sollicitación que esté en función de las circunstancias referidas anteriormente.

5.1.-Cortante basal de diseño.

El diseño estructural debe realizarse para cargas sísmicas procedentes de una dirección horizontal cualesquiera. Se puede asumir que las cargas sísmicas actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

La ecuación para obtener el corte basal de diseño dada por el CEC 2000 (01243 - 382) es:

$$V = \frac{ZIC}{R * \phi E * \phi P} * W \quad (5.1)$$

Donde:

Z: Factor de zona sísmica dado en la tabla 4.1

I: Factor de importancia de ocupación:

*Instalaciones esenciales o peligrosas	I=1,5
*Instalaciones de ocupación especial	I=1,3
*Otras estructuras	I=1,0

C: Coeficiente de respuesta sísmica, dado por la expresión 5-2:

$$C = \frac{1,25 * S^s}{T} \quad (5.2)$$

Donde:

$$0,5 \leq C \leq C_a$$

Los valores de C_m vienen tabulados en la tabla 4.3.

T: Periodo fundamental de vibración más probable de la estructura. Se determina de acuerdo con la expresión:

$$T = C_t \sqrt[4]{(h_n)^3} \quad (5-3)$$

Donde:

h_n : Máxima altura desplazable del edificio.

C_t : Coeficiente que depende del tipo de estructura:

$C_t = 0,0853$ (Estructuras metálicas)

$C_t = 0,0731$ (Estructuras de Hormigón armado)

$C_t = 0,0488$ (Otras estructuras)

S: Coeficiente que depende del suelo contenido entre el lugar de la estructura y el epicentro (Ver tabla 4.3)*.

R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural. Depende del sistema estructural utilizado de acuerdo con el CEC 2000 y que se recopila en la tabla 5-1:

Sistema Estructural	R
<i>Pórticos espaciales de H.A. o de estructura de acero laminado en caliente.</i>	10
<i>Pórticos espaciales sismorresistentes con diagonales rigidizadoras.</i>	8
<i>Estructuras de acero laminado en frío. Estructuras de madera.</i>	7
<i>Estructuras de mampostería reforzada.</i>	4,5
<i>Estructuras de tierra.</i>	1,5

Tabla 5.1.- Valores del Coeficiente de reducción de respuesta estructural "R". Fuente : CEC 2000

*En caso de incertidumbre se debe recurrir al perfil S3.

$\emptyset E$: Coeficiente que mide la presencia de irregularidades en elevación. Este coeficiente se lo determina de acuerdo con la ecuación 5-4:

$$\emptyset E = \emptyset EA * \emptyset EB * \emptyset EC \quad (5-4)$$

Donde según el CEC 2000:

$\emptyset EA$: "Es el mínimo valor $\emptyset Ei$ de cada piso "i" de la estructura (ver figura 5-1 y tabla 5-2), para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5".

$\emptyset EB$: "Mínimo valor $\emptyset Ei$ de cada piso "i" de de la estructura para cuando se encuentran presentes las irregularidades de tipo 2 y/o 3 en la estructura".

$\emptyset EC$: "Mínimo valor $\emptyset Ei$ de cada piso "i" de la estructura cuando se encuentren presentes las irregularidades tipo 4".

"Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la figura 5-1 y la tabla 5-2 en ninguno de sus niveles, $\emptyset E$ tomará un valor igual a 1".

Cuando se presenten distintas irregularidades para un mismo grupo de \emptyset en los pisos del edificio, se escogerá el que tenga menor valor.

$\emptyset P$: Coeficiente que considera las irregularidades en planta. Se lo determina de acuerdo con la ecuación 5-5:

$$\emptyset P = \emptyset PA * \emptyset PB \quad (5-5)$$

Donde según el CEC 2000:

$\emptyset PA$: "Es el mínimo valor $\emptyset Pi$ de cada piso "i" de la estructura (figura 5-1 y tabla 5-3) para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3".

$\emptyset PB$: "Es el mínimo valor $\emptyset Pi$ de cada piso "i" de la estructura cuando se encuentren presentes las irregularidades 4 y/o 5".

"Cuando una estructura no presente ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la figura 5-1 y tabla 2-3 en ninguno de sus niveles, $\emptyset P$ tomará un valor igual a 1".

Igual que en el caso de irregularidades en elevación, cuando se presenten distintas irregularidades para un mismo grupo de $\emptyset P$ en los niveles de la edificación, se escogerá el de menor valor.

FUERZAS LATERALES DE DISEÑO

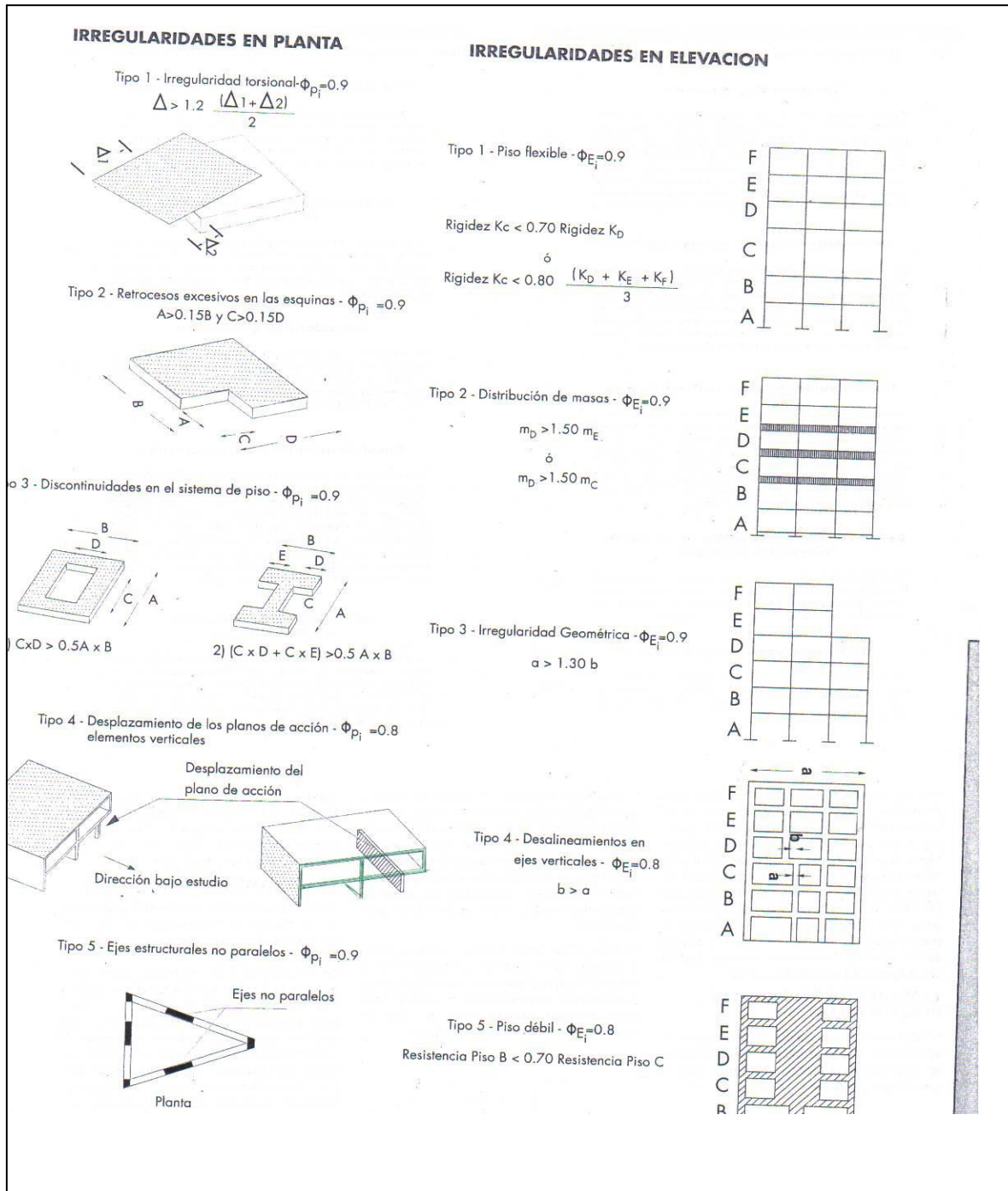


Figura 5-1.- Casos de irregularidades en planta y elevación y coeficientes que hay que aplicar en las ecuaciones (5-4) y (5-5) según el tipo de estructura, según el CEC 2000.

Coeficiente de Irregularidades en planta	(ØPi)	Coeficiente de irregularidades elevación	
<p>(1) Irregularidad torsional</p> <p>La máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de Los dos extremos de la estructura, Referencia.</p> <p>(2) Retrocesos excesivos en las esquinas</p> <p>Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son Mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.</p> <p>(3) Discontinuidades en el sistema de piso</p> <p>El sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su Rigidez Incluyendo las causadas Por aberturas, entradas, retrocesos o huecos Con áreas mayores Al 50% del área total del piso o Con cambios en la Rigidez efectiva Del piso con más del 50% entre niveles consecutivos.</p> <p>(4) Desplazamientos del plano de acción de elementos Verticales</p> <p>Existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> <p>(5) Ejes estructurales no Paralelos</p> <p>Los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales Principales de la estructura.</p>	<p>0,9</p> <p>0,9</p> <p>0,9</p> <p>0,9</p> <p>0,9</p>	<p>(1) Irregularidad en rigidez</p> <p>La rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la r.l del piso superior, o menor que el 80% del promedio de la r.l de los tres pisos superiores.</p> <p>(2) Irregularidad en la distribución de las masas</p> <p>La masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del caso de cubiertas mas livianas que el piso inferior.</p> <p>(3) Irregularidad Geométrica</p> <p>La dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, con excepción de los altillos de un solo piso.</p> <p>(4) Desalineamientos de ejes verticales</p> <p>Existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente , dentro del mismo plano en que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del Elemento. Se exceptúa la aplicación cuando los elementos desplazados sostienen solamente la cubierta de la edificación</p> <p>(5) Piso débil - Discontinuidad en la resistencia</p> <p>La resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior. Se entiende como resistencia del piso a la suma de de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada.</p>	<p>(ØEi)</p> <p>0,9</p> <p>0,9</p> <p>0,9</p> <p>0,8</p> <p>0,8</p>

Tabla 5.3.- Coeficientes de irregularidad en planta y elevación según el CEC 2000, con las respectivas descripciones de los casos mostrados en la figura 5-1

W: Peso de la estructura. Equivale al 100% de la carga muerta mas el 25% de la carga viva.

En 4.6 se dijo que se explicará con un poco mas de detalle la obtención de los espectros elásticos de diseño, y eso es lo que se hará a continuación:

Como se pudo observar en la expresión 5-1, el modelo matemático que determina la cortante basal es de la forma:

$$V = \alpha * K$$

Donde:

α : Aceleración de la estructura.

K : Masa de la estructura.

V : Fuerza de cortante.

Entonces $\alpha = Z * I * C / R * \phi * \phi_e$, que representa la máxima aceleración promedio que puede adquirir cierta estructura en función de la importancia de la misma, sus características y la del sitio, siendo esta aceleración una fracción de la gravedad.

Para determinar el espectro de diseño, se debe determinar el periodo de transición (cuando la aceleración deja de ser constante y comienza a disminuir) en base a la ecuación 5-2 teniendo conocimiento del tipo de suelo, para lo cual es indispensable contar con el informe técnico y ubicación geográfica del sitio. Obtenido el valor "T" de transición, se dan sucesivos valores para "T" (es preferible usar intervalos constantes de incremento) y en función de estos valores determinar el correspondiente valor de "C" (nuevamente con la ecuación 5-2), para luego en base a las características del suelo y de la estructura determinar " α ", y con esos valores obtenidos proceder a graficar la representación del espectro de diseño, como se bosqueja en la figura 5-2:

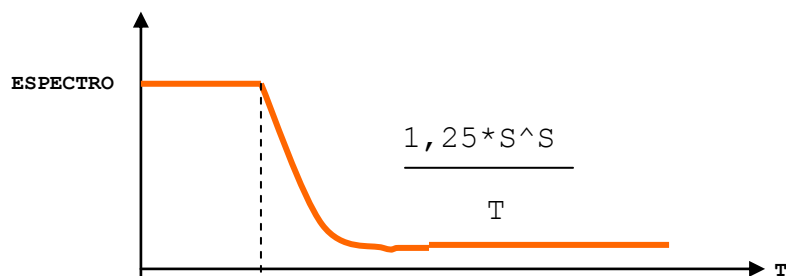


Figura 5.2.- Representación genérica del espectro elástico de diseño

5.2.- Repartición del cortante basal en cada planta de un Pórtico.

En este proceso se supone que las cargas actúan en el centro de masa de cada nivel.

La fuerza cortante basal calculada con la expresión 5-1, para este propósito se expresa:

$$V = F_t + \sum F_i \quad (5 - 6)$$

Donde:

F_t : Fuerza actuante en la parte mas alta de la estructura.

$\sum F_i$: Sumatoria de las fuerzas actuantes en los demás niveles.

F_t se calcula de acuerdo a la expresión:

$$F_t = 0,07T*V \quad (5 - 7)$$

Donde:

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

(Obtenido por medio de 5 - 2).

El valor obtenido en (2 - 5) no será mayor a 0,25 veces la fuerza cortante basal. Se debe calcular F_t si el período fundamental de vibración de la estructura " T " es mayor o igual a 0,7 segundos; caso contrario F_t no se toma en cuenta en el análisis estructural.

Cada fuerza actuante en un nivel " i " distinto del superior, se determina de acuerdo con la expresión:

$$F_i = \frac{(V - F_t) * w_i * h_i}{\sum w_i * h_i} \quad (5-8)$$

Donde:

w_i : Peso del nivel " i ".

h_i : Altura en donde se ubica el nivel " i " medida desde donde el desplazamiento es posible.

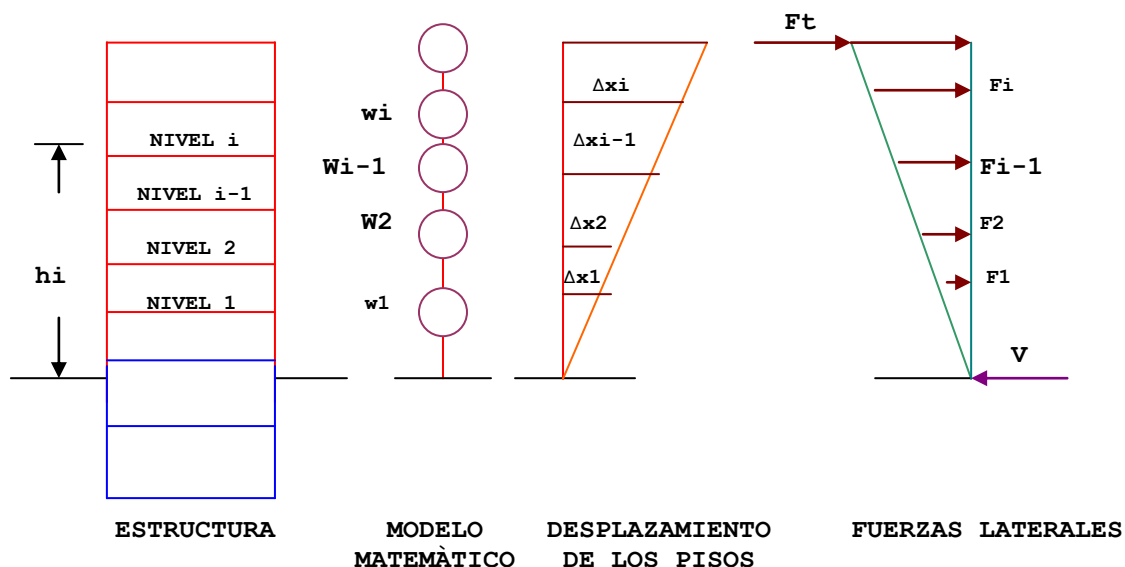


Figura 5-3.- Bosquejo de la distribución de la fuerza cortante basal en un pórtico de determinado número de pisos sin contar con los subsuelos.

5.2.1.- Distribución de las fuerzas cortantes en cada nivel al número total de pórticos.

Una vez distribuida la carga cortante basal en todos los niveles susceptibles al desplazamiento, se tiene que distribuir ahora esas subcargas a cada eje viga - columna que conforma la estructura en la dirección de dicha subcarga. Dicha repartición se realiza en función de las *rigideces relativas* de las columnas de cada eje. La rigidez relativa se determina en base a la expresión:

$$K_{rel} = b \cdot h^3 \quad (5-9)$$

Donde:

h : Dimensión de la sección de la columna en el sentido de la subcortante basal a distribuirse.

5.2.1.1.- Pasos a seguir.

- I) Determinar las rigideces relativas en cada columna que conforma cada pórtico aplicando (5-9).
- II) Sumar las rigideces relativas obtenidas en I).
- III) Sumar los resultados en II) (resultante de todos los pórticos).

IV) Multiplicar la subcortante basal a ser distribuida por el resultado obtenido en II) y dividir para el resultado obtenido en III).

V) Sumatoria de los resultados tendrá que ser igual a la subcortante basal en dicho nivel.

5.3.- Torsión en planta.

En toda planta de cierta edificación es necesario determinar dos puntos importantes: El centro de masas y el centro de rigideces. El centro de masa es un punto hipotético donde se asume que está concentrada toda la masa del piso; el centro de rigideces es otro punto hipotético en donde se asume que el nivel ofrecerá resistencia a ser desplazado. Se dice entonces que el nivel experimentará torsión cuando el centro de masa no coincide con el centro de rigideces siendo la distancia entre ambos puntos el brazo de palanca donde se producirá el momento torsor debido a la acción de la subcortante basal (determinada en 5.2.1) que pasa por el centro de masas y cuya línea de acción es perpendicular a la distancia referida antes.

5.3.1.- Imprecisión en el efecto torsional.

Tanto el centro de masa como el de rigideces no tienen una ubicación precisa confiable debido a la distribución imprecisa del peso de la estructura y a que la rigidez de los elementos no estructurales (como los muros de mampostería) se considera despreciable creando esos factores un estado de incertidumbre en los resultados de los cálculos del momento torsor.

Debe considerarse a la masa del piso concentrada a una distancia igual al 5% del largo mayor de la planta en ese piso del centro de masa calculado perpendicular a la subcortante basal en su respectiva dirección.

El momento torsor actuante en un determinado nivel o piso es igual al momento torsor debido a la existencia de un centro de rigideces en el piso inmediato superior mas el momento torsor en el mencionado piso mas la torsión accidental debida al desplazamiento de la masa mencionado anteriormente; a esta última torsión se la conoce como *accidental*.

Cuando cierto nivel presente irregularidad torsional en planta (ver figura 5-1), la torsión accidental debe incrementarse multiplicando dicha torsión por un factor de Amplificación:

$$A_x = \left[\frac{\partial m_{\max}}{1,2 * \partial p_{\text{prom.}}} \right]^2 \quad (5-10)$$

Donde:

∂_{prom} : Valor promedio de los desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en un nivel "x".

$\partial_{m\grave{a}x}$: Valor del máximo desplazamiento del nivel "x".

A_x no debe ser mayor que 3.

5.3.2.- Determinación de los centros de masa y de rigideces.

5.3.2.1.- Procedimiento general.

Tanto el centro de rigideces como el centro de masa se determinan en base al cálculo de momentos estáticos.

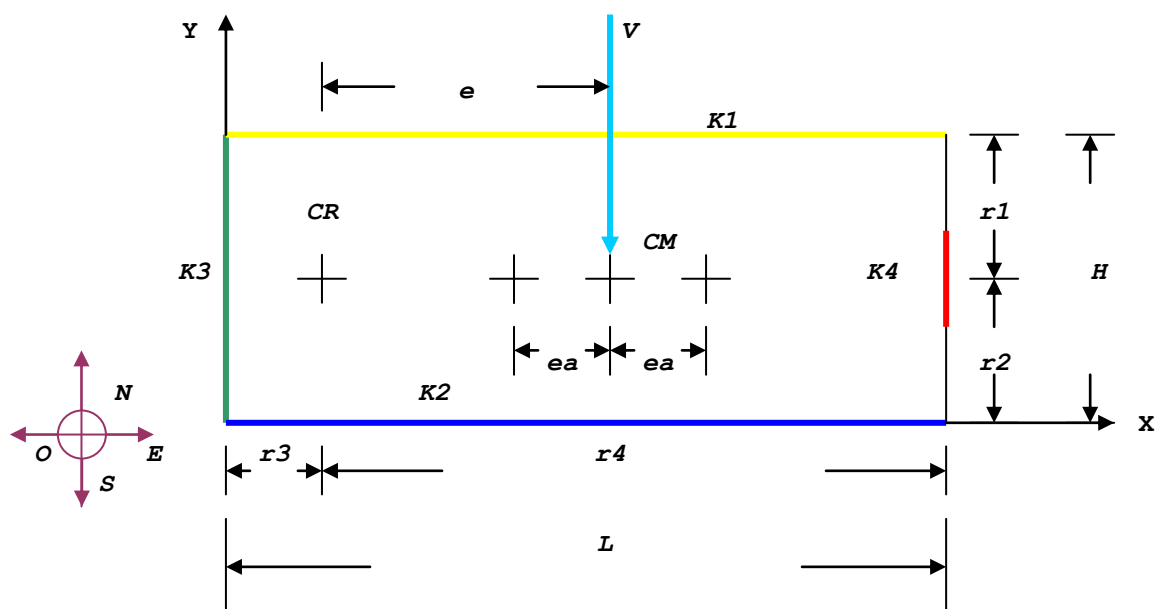


Figura 5-4.- Esquema genérico de la acción de una fuerza lateral sísmica distribuida sobre un nivel de piso.

En la figura 5-4 se representa la acción de una subcarga distribuida lateralmente en sentido Norte - Sur, esta fuerza cortante generará tanto un desplazamiento como un torque en dicho nivel de piso (es muy difícil que el centro de masa coincida con el centro de rigideces).

Donde:

K1: Rigidez del muro frontal en sentido Este - Oeste.

K2: Rigidez del muro posterior en sentido Este - Oeste.

K3: Rigidez del muro izquierdo en sentido Norte - Sur.

K4: Rigidez del muro derecho en sentido Norte - Sur.

CR: Centro de rigideces calculado.

CM: Centro de masas calculado.

e: Distancia entre el centro de masas y de rigideces (excentricidad).

ea: Excentricidad accidental. ($ea = 0,05 * L$)

r1: Distancia existente entre el centro de rigideces del muro frontal Este - Oeste y el centro de rigideces del piso.

r2: Distancia existente entre el C. D. R del muro posterior Este - Oeste y el C. D. R calculado.

r3: Distancia existente entre el C. D. R del muro izquierdo en sentido Norte - Sur y el C.D.R calculado.

r4: Distancia existente entre el C. D. R del muro derecho en sentido Norte - Sur y el C.D.R calculado.

V: Subcortante basal distribuida actuante en el C. D. M del piso en sentido Norte - Sur.

Una vez explicada la nomenclatura correspondiente, se explicará la obtención del centro de masa:

Componente del C.D.M en el eje "X":

$$CM(X) = \frac{M4 * L}{M3 + M4} \quad (5-11)$$

Donde:

M4: Masa del muro derecho.

L: Distancia entre muro izquierdo y muro derecho en sentido Oeste - Este.

M3: Masa del muro izquierdo.

Componente del C.D.M en el eje "Y":

$$CM(Y) = \frac{M1 * H}{M1 + M2} \quad (5-12)$$

Donde:

M1: Masa del muro superior.

H: Distancia entre muro superior y muro inferior en sentido Sur - Norte.

M2: Masa del muro inferior.

Para la obtención del centro de rigideces se procede de una forma análoga:

Componente del C.D.R en el eje "X":

$$CR(x) = \frac{K4 * L}{K3 + K4} \quad (5-13)$$

Componente del C.D.R en el eje "Y":

$$CR(y) = \frac{K1 * H}{K1 + K2} \quad (5-14)$$

5.3.2.1.1.- Momento polar de inercia.

El momento polar de inercia es un valor que cuantifica la resistencia que el piso ofrece al desplazamiento rotacional. Matemáticamente se expresa:

$$J = \sum_{i=1}^{J=n} kn * (rn)^2 \quad (5-15)$$

Donde:

J: Momento polar de inercia.

kn: Rigidez de los muros.

rn: Distancia entre el centro de rigideces de un muro "n" y el centro de rigideces calculado.

5.3.2.1.2.- Distribución de cargas por efecto del momento torsor.

El efecto equivalente carga - momento que ejerce la subcortante en el nivel o piso genérico se representa esquemáticamente en la figura 5.5:

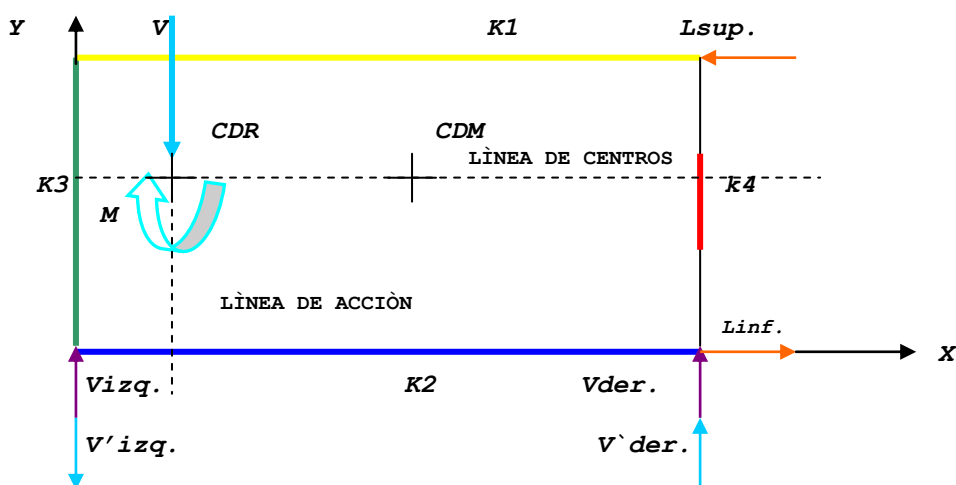


Figura 5.5.- Efecto equivalente carga - momento torsor.

Las cargas actuantes en los muros verticales por efecto de la subcortante basal son:

$$V_{.izq} = K_4 \cdot V / (K_3 + K_4) \quad (5-16 \text{ I})$$

$$V_{.der} = K_3 \cdot V / (K_3 + K_4) \quad (5-16 \text{ II})$$

Y las cargas por efecto del momento torsor son:

$$V'_{.izq} = K_3 \cdot r_3 \cdot V \cdot (e - ea) / J \quad (5-17 \text{ I})$$

$$V'_{.der} = K_4 \cdot r_4 \cdot V \cdot (e + ea) / J \quad (5-17 \text{ II})$$

Las cargas actuantes en los muros horizontales por efecto del momento torsor son:

$$L_{sup} = K_1 \cdot r_1 \cdot V \cdot (e + ea) / J \quad (5-18 \text{ I})$$

$$L_{inf} = K_2 \cdot r_2 \cdot V \cdot (e + ea) / J \quad (5-18 \text{ II})$$

Que constituyen las fuerzas con que se deben diseñar los muros.

5.3.2.2.- Procedimiento formal.

El proceso para la obtención de centros de masa y rigideces explicado en el numeral anterior fue expuesto con un fin mas didáctico que tècnico debido a que como se habrá notado no se tomó en cuenta la presencia de columnas u otros elementos de masa y dimensiones considerables, la disposición de los muros era muy sencilla, el àrea de planta era muy regular y en la gran mayoría de los casos ambos centros no son colineales. Como se ve, el objetivo era sugerir cómo se debe proceder, y poder sustentarse en ese razonamiento para casos mas complejos. En el método que se explica a continuación se verá cierta similitud con el procedimiento general.

5.3.2.2.1.- Obtención del centro de masas.

a) Distribución de masas uniforme:

I) Se descompone el àrea en figuras lo mas simples posible.

II) Se asigna un eje de coordenadas aconsejándose que se lo haga coincidir con el vértice màs externo y el más superior o inferior.

III) Se calculan las áreas y se determinan los centros de masa de cada figura, en cada eje, con sistemas de referencia independientes.

IV) Se determinan los centros de masa: Se multiplica el àrea de cada figura por su respectivo C.D.M en determinado eje, se suman los resultados y se divide para el àrea total del nivel o piso. Se repite el proceso en el otro eje.

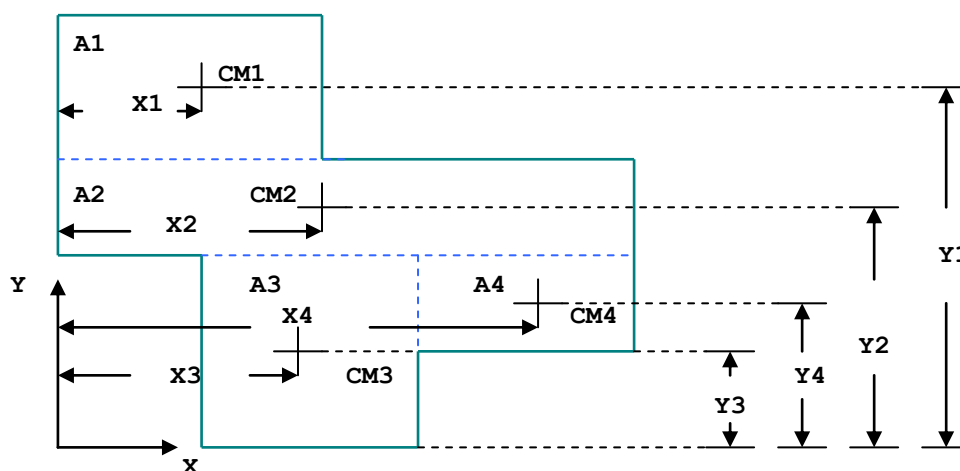


Figura 5.6.- Representación del procedimiento para obtener C.D.M en una distribución uniforme

Donde de acuerdo a lo explicado anteriormente:

$$X_{CM} = \frac{\sum_{i=1}^{j=n} A_i * X_i}{\sum A_i} \quad (5-19I) \qquad Y_{CM} = \frac{\sum_{i=1}^{j=n} A_i * Y_i}{\sum A_i} \quad (5-19II)$$

c) Distribución de masas no uniforme:

Esta situación se presenta cuando en el nivel o piso existen elementos de dimensión considerable que por esa característica influirán en la ubicación del C.D.M. El procedimiento tiene algunas semejanzas con respecto al caso anterior de modo que aquí a diferencia de a) se explicará resumidamente el proceso:

Se escoge un eje de referencia que coincida con el vértice más externo tanto horizontal como vertical. Se determina el centro de masa y el peso de cada uno de los elementos cuya dimensión se presume que influya en la ubicación estratégica de dicho centro. Luego se ubican los centroides de los elementos obtenidos en sus ejes locales con respecto al eje global, se multiplican aquellas coordenadas por sus respectivos pesos y se procede a hallar las coordenadas del centro de masa dividiendo los resultados de dichos productos para la sumatoria de los pesos de todos los elementos involucrados.

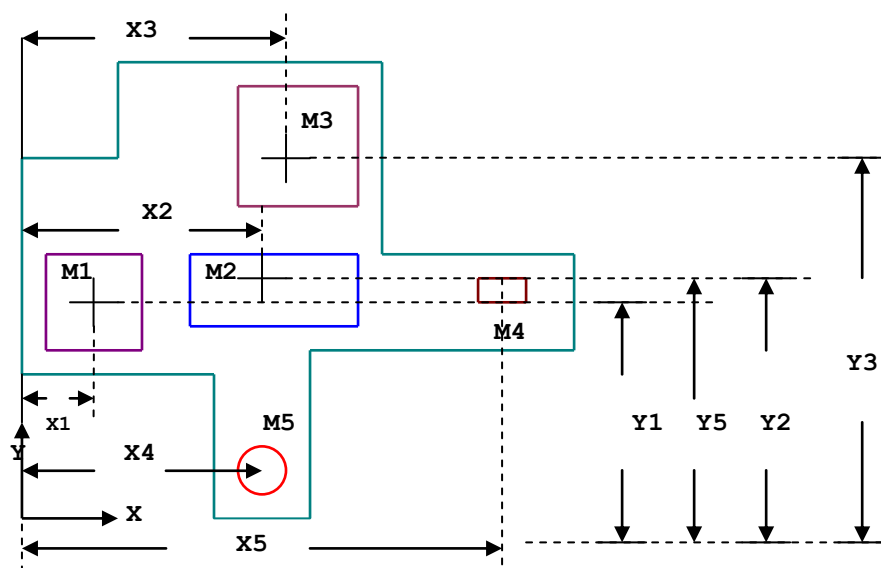


Figura 5.7.- Representación del procedimiento para obtener el C.D.M en un caso de distribución de masas no uniforme.

Entonces:

$$X_{CM} = \frac{\sum_{i=1}^{J=n} M_i * X_i}{\sum M_i} \quad (5-20 \text{ I})$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum_{i=1}^{j=n} M_i * Y_i}{\sum M_i} \quad (5-20 \text{ II})$$

5.3.2.2.- Determinación del centro de rigideces.

Para hallar el C.D.R se procede de una forma análoga a la obtención del C.D.M: Se determina la rigidez relativa de los elementos estructurales (columnas y muros de corte) y de otros elementos de masa considerable de acuerdo a lo que se explicó en 5.2.1 y en base a la expresión 5-9. El modelo matemático para obtener el C.D.R se asemeja a las expresiones 5-19 y 5-20:

$$X_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{J=n} K_{y_i} * X_i}{\sum K_{y_i}} \quad (5-21 \text{ I})$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{J=n} K_{x_i} * Y_i}{\sum K_{x_i}} \quad (5-21 \text{ II})$$

Notar la analogía con las expresiones 5-13 y 5-14.

5.3.3.- Momento polar de inercia.

El momento polar de inercia se lo obtiene con un modelo matemático semejante al de la expresión 5-15, solo que para este caso se expresa:

$$J_o = \sum \left[\underset{\text{Sentido "x"}}{K_x (Y - Y_{CR})^2} + \underset{\text{Sentido "y"}}{K_y (X - X_{CR})^2} \right] \quad (5-22)$$

Donde:

K_x : Rigidez relativa de cada elemento.

X, Y : Distancia desde el eje global de referencia hasta el centro de masa del elemento en ambas direcciones.

5.3.4.- Distribución de la subcarga sísmica a cada columna.

Para efectuar la distribución de la subcarga sísmica actuante en un determinado nivel que pasa por su centro de masa y causa momento debido a la presencia de un centro de rigideces que no coincide con el centro de masas, se recurre a las siguientes expresiones:

$$S_x = K_x [\Delta x + (Y - Y_{CR}) * \theta] \quad (5-23 \text{ I})$$

$$S_y = K_y [\Delta y + (X - X_{CR}) * \theta] \quad (5-23 \text{ II})$$

Donde:

$\Delta x, \Delta y$: Desplazamiento del nivel o piso tanto en la dirección "x" como en la dirección "y", y que se obtienen de acuerdo con la expresión:

$$\Delta x/y = \frac{F_{x/y}}{\sum_{i=1}^{J=n} K_{x_i/y_i}} \quad (5-24)$$

θ : Ángulo que gira el nivel o piso debido al efecto torsional, y que se obtiene de acuerdo con la expresión:

$$\theta = \frac{\tau}{J_o} \quad (5-25)$$

Donde:

τ : Momento torsor.

5.4.- Efectos P-Δ.

Este efecto se produce debido principalmente a la excentricidad de las cargas gravitatorias y a efectos de segundo orden que ocasionan generalmente un incremento de las deflexiones horizontales y de las fuerzas internas pudiendo llegar a crear en un estado crítico un efecto de inminente volcamiento de la estructura.

5.4.1.- Índice de estabilidad de un piso.

Es una relación matemática entre el producto de la suma de la carga vertical total sin mayorar (carga viva mas carga muerta) de un determinado piso y de todos los pisos superiores a este, por la deriva de dicho piso calculado en su respectivo centro de masas; y el producto de la subcortante que actúa en ese piso por la altura existente entre aquel y el inmediato superior.

$$Q_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_i} \quad (5-26)$$

Hay que considerar el efecto P-Δ en la estructura cuando el resultado de esta relación esté entre 0,1 y 0,3. Si el índice de estabilidad es mayor que 0,3; se considera a la estructura como *inestable*, y por lo tanto debe rigidizarse, a menos que se demuestre lo contrario por procedimientos mas rigurosos.

Cuando se decide analizar a la estructura considerando que esta se encuentra bajo efecto P-Δ, las derivas de piso, las fuerzas internas y el momento torsor producido bajo la acción de las subcargas laterales sísmicas, deben multiplicarse por un factor de mayoración determinado por la expresión:

$$F_{P-\Delta} = (1 - Q_i)^{-1} \quad (5-27)$$

5.5.- Derivas de pisos.

Se conoce como deriva al desplazamiento lateral que experimenta determinado nivel o piso por acción de las subcortantes basales. Se chequea las derivas en base al mayor valor del desplazamiento consecuente de la respuesta inelástica que la estructura ofrece a la acción sísmica.

Las derivas en cada piso se calculan independientemente para cada dirección de las subcortantes en base a un análisis estructural elástico estático, o bien mediante análisis dinámico. En el cálculo se deben incluir las deflexiones debidas a efectos de traslación y rotación y los efectos P-Δ (si es que se los debe tomar en cuenta).

El límite de la deriva del piso se lo averigua mediante la expresión:

$$\Delta M = R * \Delta E \quad (5-28)$$

Donde:

ΔM : Valor límite de la deriva de un nivel o piso.

R: Coeficiente de reducción de respuesta sísmica (tabla 5.1).

ΔE : Deriva calculada.

El valor de ΔM no debe ser superior a los valores dados en la tabla 5-4 de acuerdo al CEC 2000:

Tipo de estructura	ΔM máximo
Hormigón Armado, estructuras metálicas Y de madera	0,02
Estructuras de mampostería	0,01

Tabla 5.4.- Valores limitantes de la deriva de pisos impuestos por el CEC 2000.

"Las fuerzas laterales utilizadas para el cálculo de las derivas de piso se deben obtener a partir del coeficiente C (expresión 5-2) sin tomar en cuenta el límite inferior (0,5)" Artículo 4.8.2 CEC 2000.

5.6.- Factor de confiabilidad o redundancia.

La carga sísmica actuante en una estructura es la combinación de las cargas de tipo horizontal y vertical y viene determinada por la expresión:

$$E = \rho * E_h + E_v \quad (5-29)$$

Donde:

ρ : Factor de confiabilidad o redundancia.

E_h : Carga sísmica relacionada con el esfuerzo cortante en la base.

E_v : Carga sísmica relacionada con la aceleración vertical del suelo y sus posteriores efectos.

Se establece que una estructura es mas resistente y menos vulnerable cuando presenta un mayor número de trayectorias de resistencia a la acción de las cargas sísmicas, debido a que estas pueden actuar en un infinito número de direcciones o *trayectorias de acción*, en consecuencia las trayectorias de resistencia son de sentido opuesto a las de acción, por lo tanto, el grado de redundancia es un factor de proporcionalidad que dota a la estructura de un número de "líneas de defensa" lo mas alto posible para poder contrarrestar las acciones de esas numerosas e indeterminadas cargas sísmicas. De lo anterior, se puede afirmar en un modo menos formal que el grado de redundancia es una especie de "vacuna" que "inmuniza" a la estructura de los efectos a los que estará sometida debido a los movimientos sísmicos de la región en donde ha sido construida.

El Factor de confiabilidad o redundancia se lo calcula de acuerdo a la expresión:

$$\rho = 2 - \frac{6,1}{r_{\max} * \sqrt{A_B}} \quad (5-30)$$

Donde:

r_{\max} : "Màxima relación del esfuerzo cortante del elemento nivel o piso. Se define como la mayor de las relaciones r_i que se da en cualquiera de los niveles de piso a una altura igual a las dos terceras partes de la altura de la edificación o a una altura inferior".

A_B : Àrea de la estructura en el nivel del suelo (m²).

El valor de ρ està sometido a las siguientes restricciones:

$$1,0 \leq \rho \leq 1,5$$

5.6.1.- Determinación del factor r_{\max} en algunos sistemas estructurales.

5.6.1.1.- En estructuras arriostradas.

En este tipo de estructuras el factor " r_{\max} " se determina como el mayor valor del cociente entre la carga sísmica actuante en la columna a la que llega el arriostreamiento y la carga sísmica total.

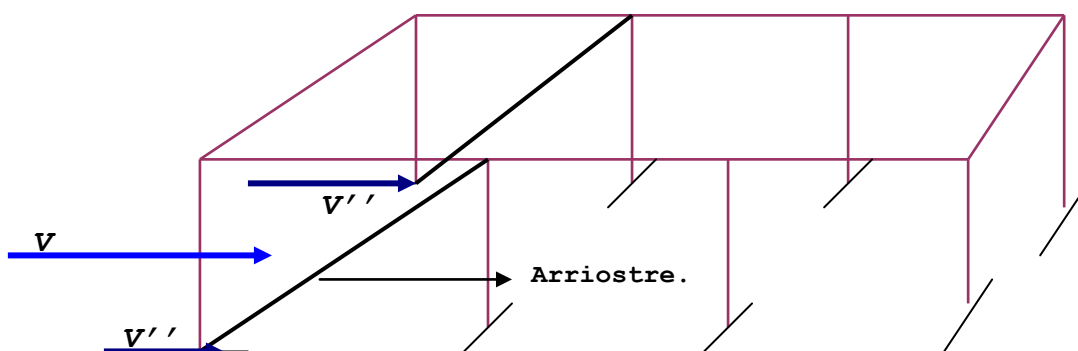


Figura 5.8.- Cargas sísmicas actuantes en una estructura arriostrada.

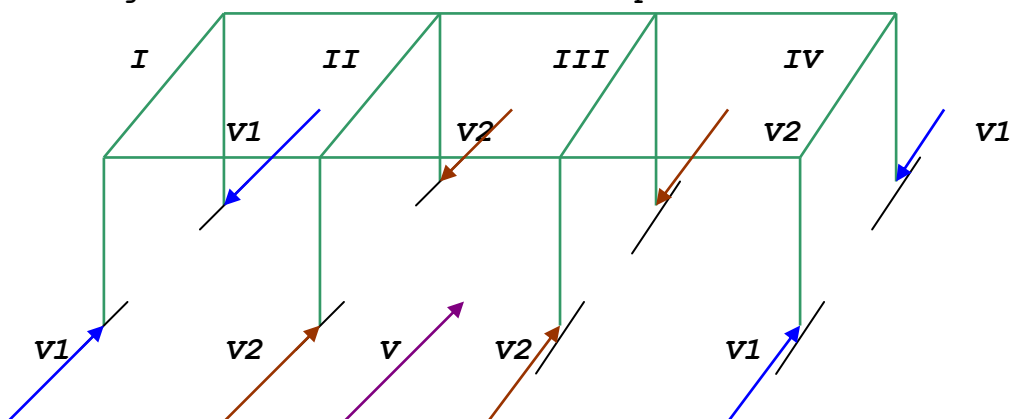
Si se asume que $V'' > V'$, entonces:

$$r_{\max} = V'' / V$$

5.6.1.2.- En pórticos resistentes a momentos.

En este caso, se toma el máximo valor de la suma de las fuerzas cortantes en dos columnas contiguas cualesquiera en una determinada nave del pórtico dividida para la cortante total. Para columnas comunes a dos niveles se usará un valor equivalente al 70% de la carga actuante en la referida columna. En los pórticos especiales resistentes a momentos, ρ no debe superar el valor de 1,25.

Figura 5.9.- Acción sísmica en un pórtico resistente a momentos.



Asumiendo que "V2" es mayor que "V1", entonces ya sea en la nave II o en la nave III se suman las cargas V2 y se divide para V siendo su resultado el valor de r_{\max} .

5.6.1.3.- Muros de corte.

En los muros de corte, r_{\max} se determina como el producto de la mayor relación entre una subcortante actuante en cada uno de los muros que conforman el nivel o piso y el cortante basal, por la relación entre 3,05 y la longitud del muro. Matemáticamente se expresa:

$$r_{\max} = \frac{V' * 3,05}{V * L_w} \quad (5-31)$$

Donde:

V': Mayor carga subcortante que actúa en un muro.

V: Subcortante total en el nivel o piso.

Lw: Largo del muro de cortante.

5.6.1.4.- Pòrticos combinados.

A un pòrtico se le da el carácter de *combinado* cuando està conformado por pòrticos arriostrados y pòrticos resistentes a momento. En este caso, para hallar r_{\max} , se debe proceder de modo independiente (analizar el pòrtico arriostrado aplicando el caso 5.6.1.1, y luego el pòrtico resistente a momento aplicando el caso 5.6.1.2), se escoge el mayor valor de los casos analizados, siendo ese valor el r_{\max} .

SEGUNDA PARTE

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

INTRODUCCIÓN

BREVE DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Debido a la demanda cada vez más creciente de profesionales con títulos de tercero y hasta cuarto nivel, además del constante incremento de aspirantes admitidos a las universidades y centros de educación superior; los espacios físicos tienden a saturarse trayendo como consecuencia dificultades en el proceso logístico lo que obliga ubicar al alumnado en aulas situadas en facultades ajenas a la suyas, utilizar como aulas sitios destinados a cumplir funciones muy diferentes, o en el más extremo de los casos: limitar el cupo de alumnos llegando algunas veces a ubicar en listas de espera a muchos aspirantes o simplemente rechazarlos pese a ser admitidos.

La PUCE no es la excepción: Aunque el Campus actual cuenta con las dos grandes torres (ícono de la universidad) y con el edificio de la facultad de Ingeniería inaugurado en 2008, la actual infraestructura sigue resultando insuficiente para acoger a la cada vez mayor demanda de alumnos , y como lo expresara el señor rector en la editorial de la revista "Actualidad" de abril del año 2010: *"Sería irresponsable seguir reemplazando con ladrillos y cemento los espacios verdes que hoy todavía nos recrean. Espacios que también sirven a no pocos estudiantes para el reposo y a ratos también para el estudio"*.

En el año 1977 el Rector de la PUCE de ese entonces, el padre Hernán Malo González, adquirió un terreno de 74 hectáreas llamado "Pamba hacienda" ubicado en las cercanías de la parroquia rural de Nayón con el propósito de destinar dichos terrenos al funcionamiento de una extensión de la universidad cuando las necesidades así lo ameriten.

Es así que el 7 de julio de 2008 el Dr. Manuel Corrales Pascual, rector de la PUCE, autorizó la iniciación de la construcción del nuevo Campus de la PUCE en Nayón, manteniendo las instalaciones actuales de la 12 de Octubre: En el Campus de Nayón funcionarán las facultades de Ciencias Médicas, Agronomía, Ingeniería Geográfica y Ciencias Biológicas (tema al que se dedica este trabajo). Contará con una residencia estudiantil, otra para investigadores, biblioteca, un hotel y centro de convenciones, una unidad educativa, e instalaciones para la práctica de deportes, todo esto en medio de grandes espacios verdes que harán más agradable la convivencia y el ambiente de estudio.

Edificio Docente de la Facultad de Biología de la PUCE en Nayón

Esta edificación prestará los servicios de centro educativo e investigativo. Está compuesta por dos subniveles en los que funcionarán estacionamientos y bodegas, una planta baja en donde funcionarán las oficinas administrativas, y cuatro niveles superiores destinados a la ubicación de aulas, laboratorios, un auditorio y sala de uso múltiple.

Es una estructura de Hormigón armado. Los datos de la edificación se sintetizan en el cuadro siguiente, proporcionado por el departamento de Planta Física de la PUCE:

DATOS DE LA EDIFICACIÓN

NIVEL	USOS	# UNIDADES	ÀREA NO COMPUTABLE		ÀREA ÚTIL (m2)	ÁREA TOTAL POR NIVEL (m2)
			CONSTRUIDA (m2)	ABIERTO (m2)		
-7,00	PARQUEOS BODEGAS	53	2167,60			2167,60
-3,50	PARQUEOS BODEGAS	55	2160,55			2160,55
0,00	SALA GRADOS SECRETARÍA DIRECTOR DECANATO AULAS	1 1 1 1 8	1213,55		1617,10	2830,65
3,50	LABORATORIOS PREPARACIÓN PARA LABORA- TORIOS. OFICINAS	9 1 1	930,95		1906,90	2837,85
7,00	AULAS BAÑOS	17 2	608,50		1600,00	2056,70
10,50	AULAS BAÑOS	18 2	608,50		1600,00	2056,70
14,00	AUDITORIO SALA USO MÚLTIPLE	1 1	268,05	1593,20	630,95	2467,06
TOTALES		172	7957,70	1593,20	7354,95	16577,11
C.O.S						17 %

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DE LA PUCE EN NAYÓN

6.1 .- Breve explicación del programa ETABS.

El análisis y diseño estructural de este edificio se lo realizará mediante el programa ETABS V9. Este programa tiene mucha semejanza con el SAP 2000 pero está desarrollado de manera mas específica para trabajar con estructuras de edificios. Posee una poderosa interfaz gráfica que integra modelaje, diseño, análisis en una sola base de datos. Puede usarse desde las estructuras mas simples hasta las mas complejas, permite diseñar utilizando métodos lineales y no lineales e importar datos desde el EXCEL, AUTOCAD, entre otros programas ingenieriles.

6.1.1.- Ventajas del ETABS V9

Entre las numerosas ventajas de este programa de ingeniería se encuentran las siguientes :

- Amplia facilidad para modelar edificios comerciales de un gran número de pisos.
- Permite modelar edificios de losas planas o reticulares de hormigón.
- Tiene un gran poder de análisis en hormigón armado y acero estructural (se incluye el análisis de muros de corte).
- Transfiere automáticamente las cargas verticales de pisos a vigas y muros.
- En el diseño de estructuras metálicas se permite el predimensionamiento inicial y optimización interactiva. En estructuras de hormigón armado el programa determina la cantidad de acero de refuerzo requerido. Se considera incluso condición sismorresistente.

6.2.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL

6.2.1.- Pre dimensionamiento de los Elementos Estructurales

Vigas:

l: mayor luz libre de la viga (cm.)
h: peralte de la viga. (cm.)
b: ancho de la viga. (cm.)

Pisos inferiores: $h \geq l/12 \rightarrow h \geq 750/12 \rightarrow h \geq 62,5$ (cm.)

Pisos intermedios: $h \geq 750/14 \rightarrow h \geq 53,57 \rightarrow h \geq 53,60$ (cm.)

Pisos superiores: $h \geq 750/16 \rightarrow h \geq 46,88 \rightarrow h \geq 46,90$ (cm.)

Se tiene que cumplir la relación: $b/h \geq 0,30$

→ Para que esto se cumpla: $b = 35$ (cm.), $h = 62,5$ (cm.)

Con lo que se obtiene: $b/h = 0,56 >> 0,30$

Por lo tanto: **b = 35 (cm.)**

(Para todos los pisos)

h = 65 (cm.)

Columnas:

b: ancho de la sección de la columna (cm.)
t: altura de la sección de la columna (cm.)

En las secciones de columnas se tienen que cumplir los siguientes requisitos :

I) $b > 30$ (cm.)

II) $b/t \geq 0,4$

III) $b*t \geq 900$ (cm²)

Para que estos tres requerimientos se cumplan:

$b = 50$ (cm.), $t = 120$ (cm.)

(De acuerdo con los planos arquitectónicos)

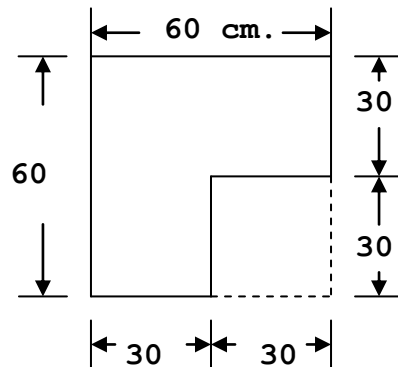
Con lo que se obtiene: $b/h = 0,416 > 0,4$ (cumple)

$$b \cdot h = 6000 \text{ (cm}^2\text{)} \gg 900 \text{ (cm}^2\text{)} \text{ (cumple)}$$

Por lo tanto: $b = 50 \text{ (cm.)}$

$$h = 120 \text{ (cm.)}$$

Columnas del pozo del ascensor:



Determinación del espesor de la losa:

De acuerdo a la expresión del Dr. Viterlmo Bertero :

$$h = \frac{L_n \cdot (800 + 0,0712 f_y)}{36000}$$

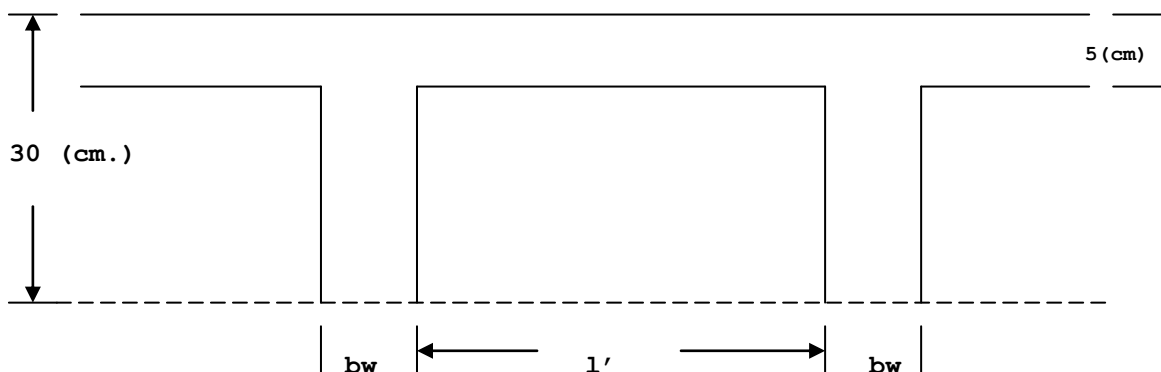
Donde:

L_n : Mayor luz libre (cm.)

f_y : Límite de fluencia del acero (Kg. /cm²).

En la construcción de este edificio se utilizará un acero de $f_y = 4200 \text{ (Kg. /cm}^2\text{)}$, y $L_n = 7,55 \text{ (m.)} = 755 \text{ (cm.)}$

Entonces: $h = 23 \text{ (cm.)} \rightarrow h = 30 \text{ (cm.)}$



$$h = 30 \text{ (cm.)}$$

$$h \leq 3,5b_w \rightarrow 3,5b_w \geq h$$

$$b_w \geq h/3,5 \rightarrow b_w \geq 8,57 \rightarrow b_w = 12 \text{ (cm)}$$

$$t' \geq l'/12 \rightarrow l'/12 \leq t'$$

$$l' \leq 5*12 \rightarrow l' \leq 60 \text{ (cm.)} \rightarrow$$

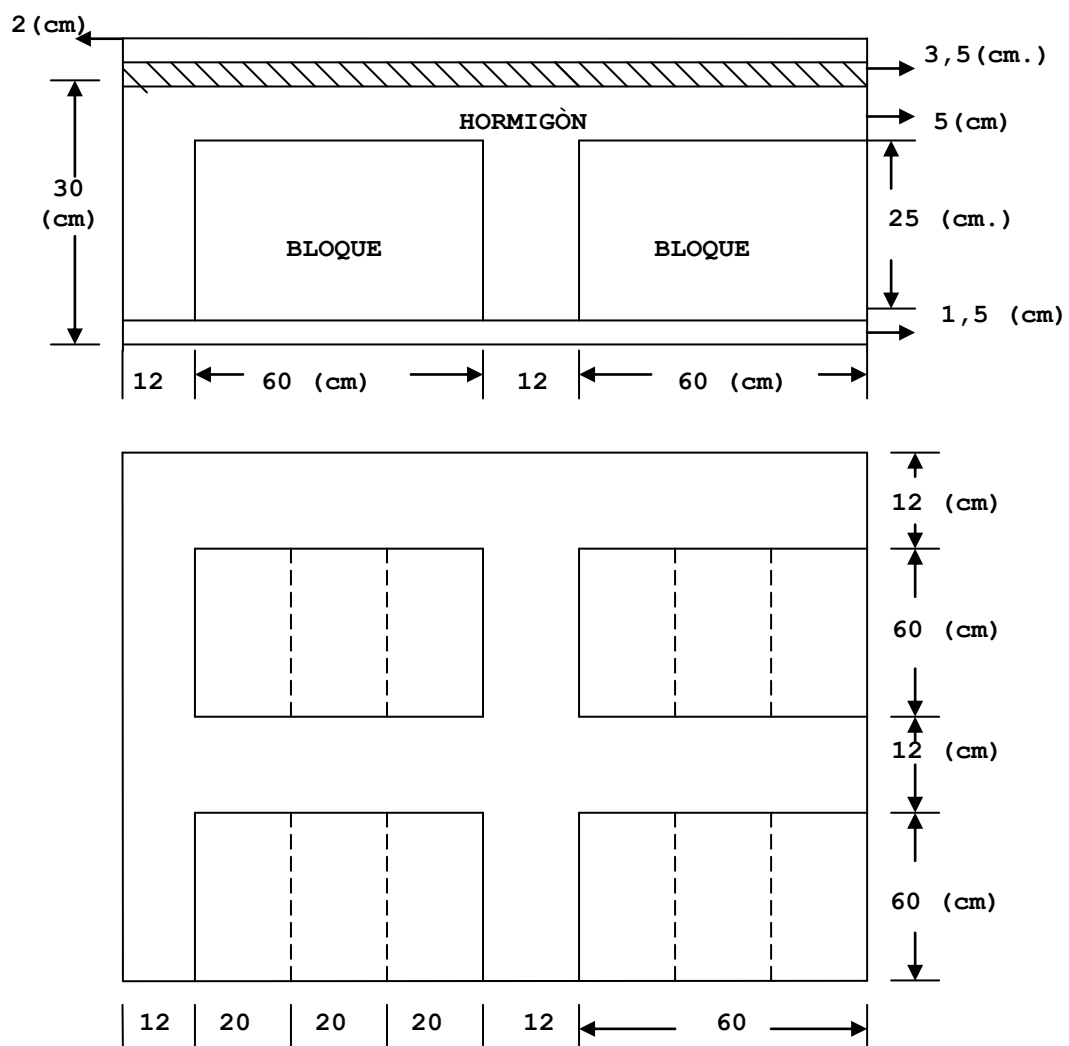
h: Espesor de las losa = 30 (cm.)

t': Espesor de la loseta = 5 (cm.)

b_w: Ancho del nervio = 12 (cm.)

l': Distancia entre nervios = 60 (cm)

6.1.2.-Determinación de la carga muerta y la carga viva



Unidad de análisis : $1,44 \times 1,44 = 2,07 \text{ m}^2$

Determinación del peso propio :

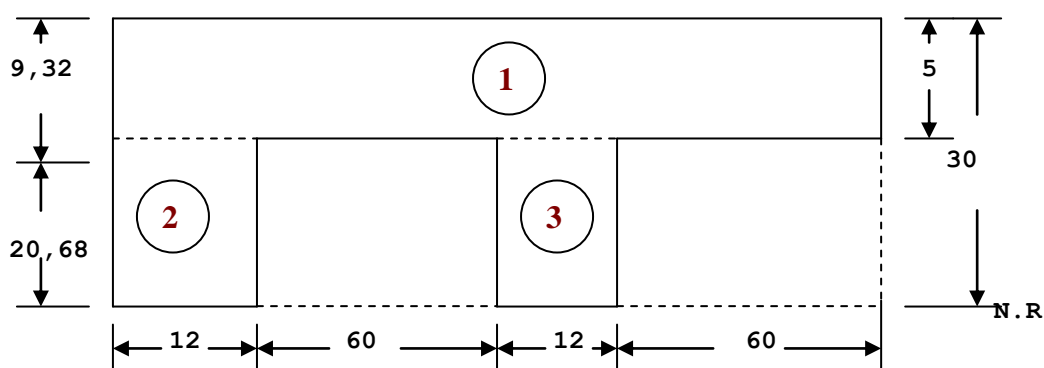
ELEMENTO	# DE UNIDADES	LARGO (m)	ANCHO (m)	ESPESOR (m)	PESO ESPECÍFICO (Kg/m ³)	PESO (Kg)
LOSETA DE COMPRESIÓN	1	1,44	1,44	0,05	2400	248,4
NERVIOS	2	1,44	0,12	0,25	2400	207,36
NERVIOS	2	1,2	0,12	0,25	2400	172,8
ENLUCIDO INFERIOR	1	1,44	1,44	0,015	2000	62,1
BLOQUES DE ESPUMA - FLEX	12	0,2	0,6	0,25	25	9
MASILLADO IMPERMEABILIZADO	1	1,44	1,44	0,035	1600	115,92
REVESTIMIENTO	1	1,44	1,44	0,02	2300	95,22
TOTAL						910,8

$$\text{TOTAL : } 910,8 \text{ (Kg)} \rightarrow 1 \cancel{\text{(m}^2\text{)}} \left| \begin{array}{c} 910,8 \text{ (Kg)} \\ \hline 2,07 \cancel{\text{(m}^2\text{)}} \end{array} \right| = 440 \text{ (Kg) / m}^2$$

Ahora bien, el calculo realizado esta correcto, no obstante el ETABS tiene la facultad de calcular la carga muerta y distribuirla automáticamente a las vigas : En el modelo matemático generado en el programa se escoge todas las representaciones de la losa y se recurre al comando "Assign" en donde aparecerá el subcomando "Shell Area" y ahí otro subcomando "Area Object Mesh Options" en donde aparecerá la interfaz del mismo nombre. Se escoge la opción "Auto Mesh Object Into Structural Elements" y las

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

sub opciones de acuerdo al modelo que se haya generado. En la sub Opción "Further Subdivide Auto Mesh with Maximum Element Size of. . . " se toma preferentemente "1", debido a que con este valor el programa subdivide a la losa en un número considerable de elementos finitos que distribuirán las cargas a las vigas con un grado de precisión mas confiable. Sin embargo , para el material hormigón, el programa trabaja solamente con elementos macizos mas no nervados. Para solucionar este problema se hallará un espesor que sea equivalente tanto para el elemento macizo como para el nervado :



AREA (cm2)	Y1 (cm)	ÁREA*Y1 (cm3)
1: 720	27,5	19800
2: 300	12,5	3750
3: 300	12,5	3750
Σ = 1320		27300

$$\rightarrow C2 = \frac{27300}{1320} = 20,68 \text{ (cm)}$$

C2 : Centroides del elemento representativo.

$$\begin{aligned} \rightarrow C1 &= 30 - 20,68 = 9,32 \text{ (cm)} \\ m1 &= 9,32 - 2,5 = 6,82 \text{ (cm)} \\ A1*m1^2 &= 33488,93 \text{ (cm}^4\text{)} \\ m2 &= m3 = 20,68 - 12,5 = 8,18 \text{ (cm)} \\ A2*m2^2 &= A3*m3^2 = 20073,72 \text{ (cm}^4\text{)} \\ \rightarrow I1 &= \frac{1}{12} * (144) * (5)^3 = 1500 \text{ (cm}^4\text{)} \\ I2 &= I3 = \frac{1}{12} * (12) * (25)^3 = 15625 \text{ (cm}^4\text{)} \\ \rightarrow I &= 106386,37 \text{ (cm}^4\text{)} \\ \rightarrow \frac{144 * h^3}{12} &= 106386,37 \\ \rightarrow h &= \sqrt[3]{8865,5306 \text{ (cm}^3\text{)}} = 20,70 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

Por lo tanto, en el ETABS, en el comando "*Define /Wall/ Slab/ Deck sections*" en el elemento "losa" (asignado en este modelo) se asigna para "*membrane*" y "*bending*" el valor igual a "21" y se escoge la opción "*shell*".

El ETABS calculará el producto del espesor asignado por el peso específico del hormigón: $0,21(\text{m}) * 2400(\text{Kg/m}^3) = 504(\text{Kg/m}^2)$; es este el valor justo? Si se regresa al valor determinado en forma manual, a ese valor hay que agregarle otro que este dentro del rango de carga permanente que en forma genérica fluctúa desde 80 hasta 120 (Kg/m²) en donde se le adicionará el límite superior (120) con lo que el valor total de la carga muerta estimada será igual a 560 Kg/m² (440+120), por lo tanto en el ETABS , en el subcomando "*Shell Area Loads*" para el valor correspondiente a carga muerta se asigna el que añadido al calculado automáticamente dará un resultado

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

igual al determinado en forma manual, en este caso 56 Kg/m² (56+504 = 560 Kg/m²).

Para la determinación de la carga viva, de acuerdo con el C.E.C 2000, la carga viva para un determinado piso se tomará con un valor de 200 (Kg/m²) y para los estacionamientos se trabajará con 350 (Kg/m²).

6.2.3.- Determinación del espectro de respuesta

De acuerdo con la expresión (5-1) :

Z : Factor de zona sísmica = 0,4

I : Factor de importancia de ocupación = 1,3 (instalación de ocupación especial)

R : Factor de reducción de respuesta estructural = 10

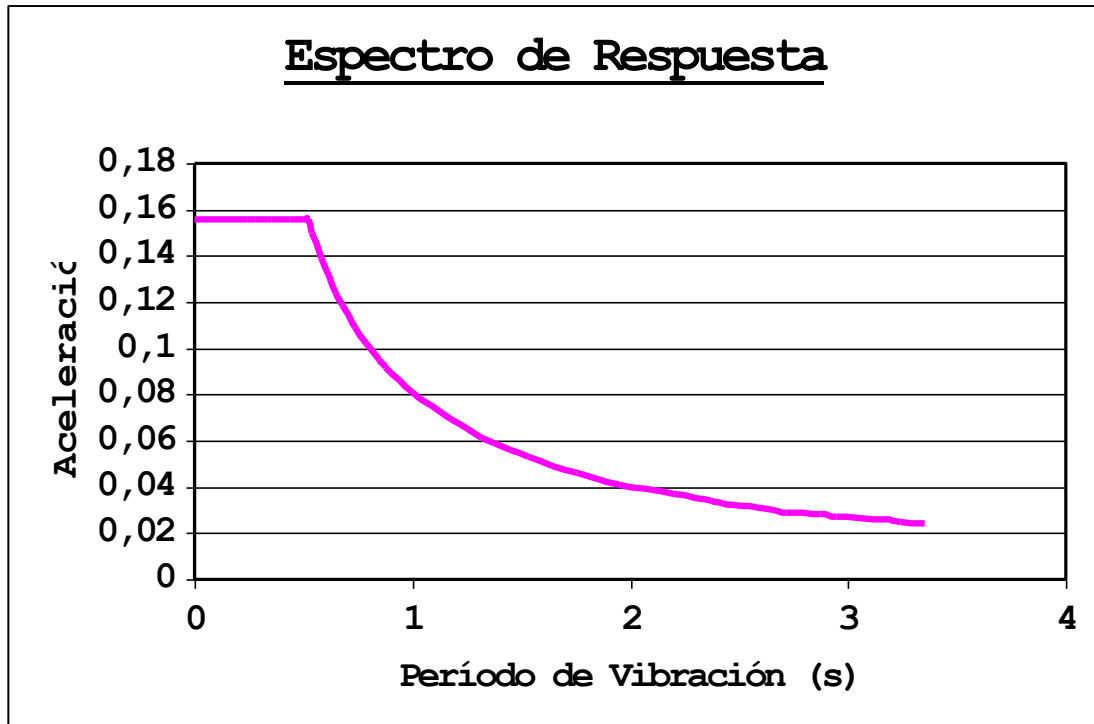
C : De acuerdo con la expresión (5-2), S : 1,2 (suelo Intermedio).

$\phi_P = \phi_E = 1$, debido a que a la geometría del edificio se la puede considerar como regular.

De donde se obtiene el siguiente cuadro de valores:

T	a	T	a	T	a
0,24	0,156	0,85	0,095	1,95	0,041
0,28	0,156	0,88	0,092	2,20	0,037
0,35	0,156	0,94	0,086	2,37	0,034
0,38	0,156	1,00	0,081	2,42	0,033
0,44	0,156	1,18	0,069	2,51	0,032
0,50	0,156	1,25	0,065	2,58	0,031
0,52	0,156	1,32	0,061	2,66	0,030
0,54	0,150	1,38	0,059	2,72	0,029
0,58	0,139	1,45	0,056	2,87	0,028
0,65	0,124	1,53	0,053	2,95	0,027
0,68	0,119	1,64	0,049	3,16	0,026
0,74	0,109	1,75	0,046	3,24	0,025
0,79	0,102	1,86	0,043	3,35	0,024

Representado gráficamente :

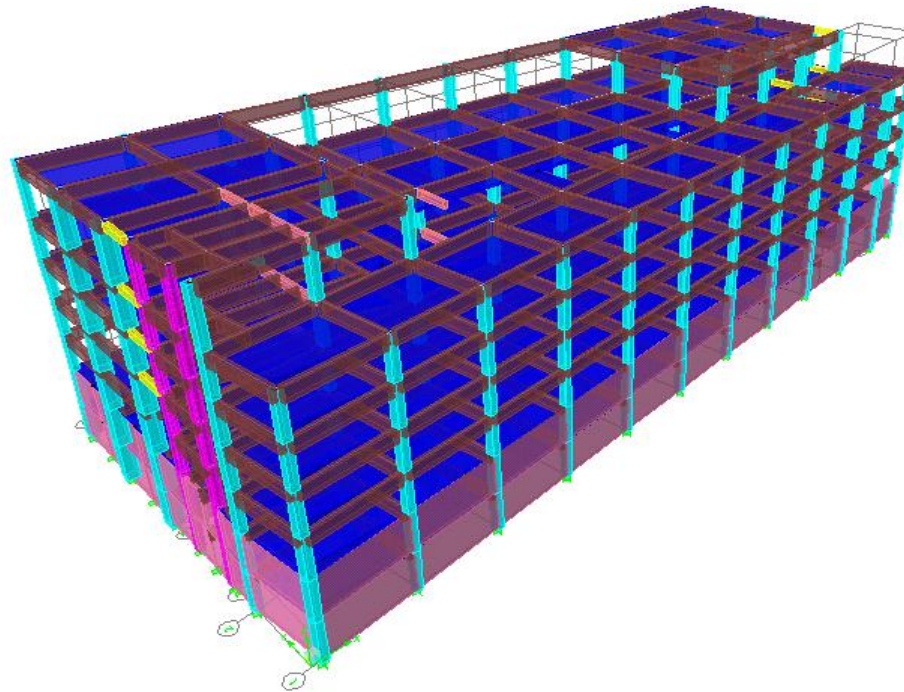


6.2.4 .- Combinaciones de Carga

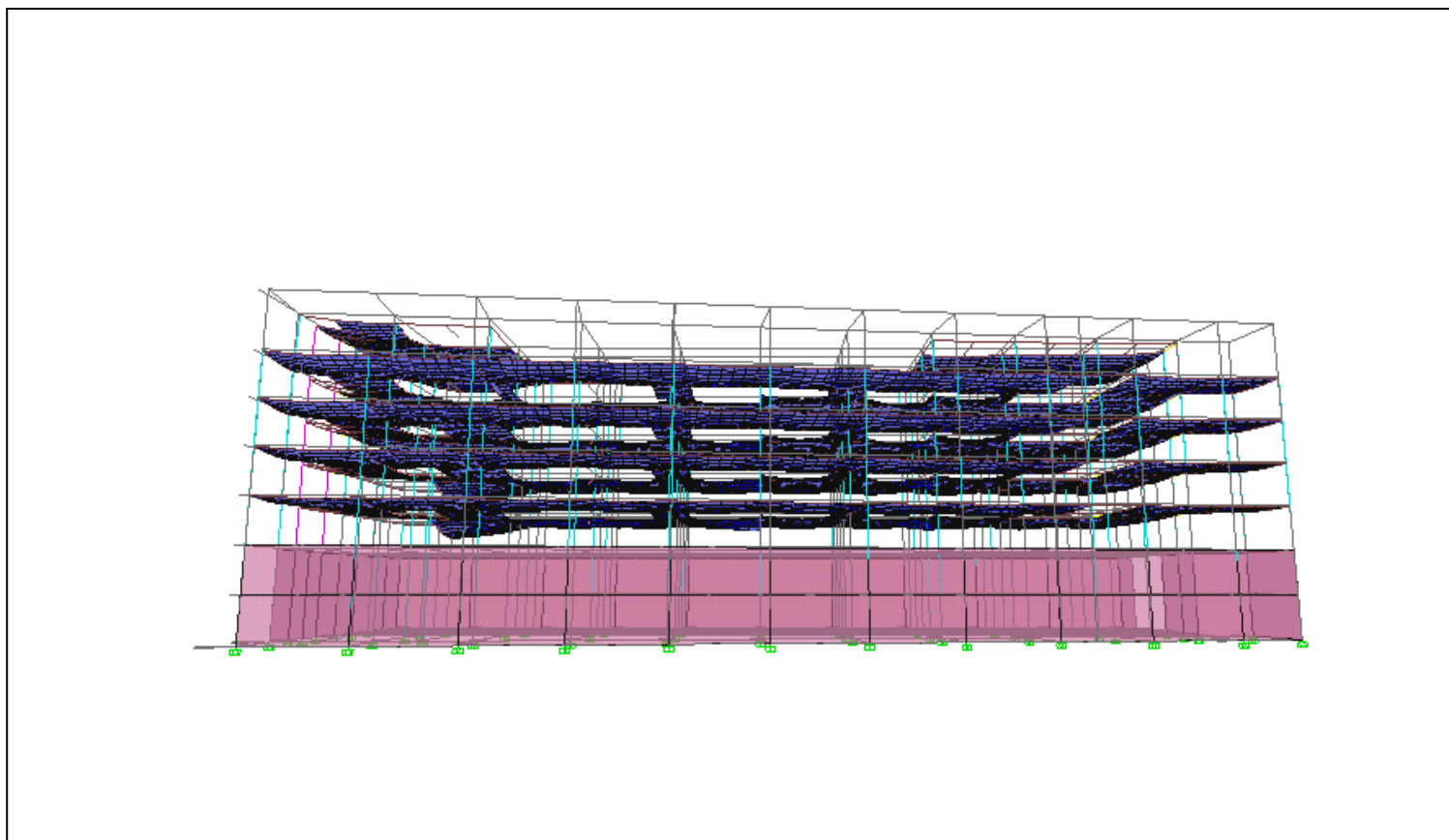
- a) $1,4 \cdot D$
- b) $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$
- c) $1,2 \cdot D + 1,0 \cdot L + 1,0 \cdot E$
- d) $0,9 \cdot D + 1,0 \cdot E$

6.2.5 .- RESULTADOS DEL ANÁLISIS

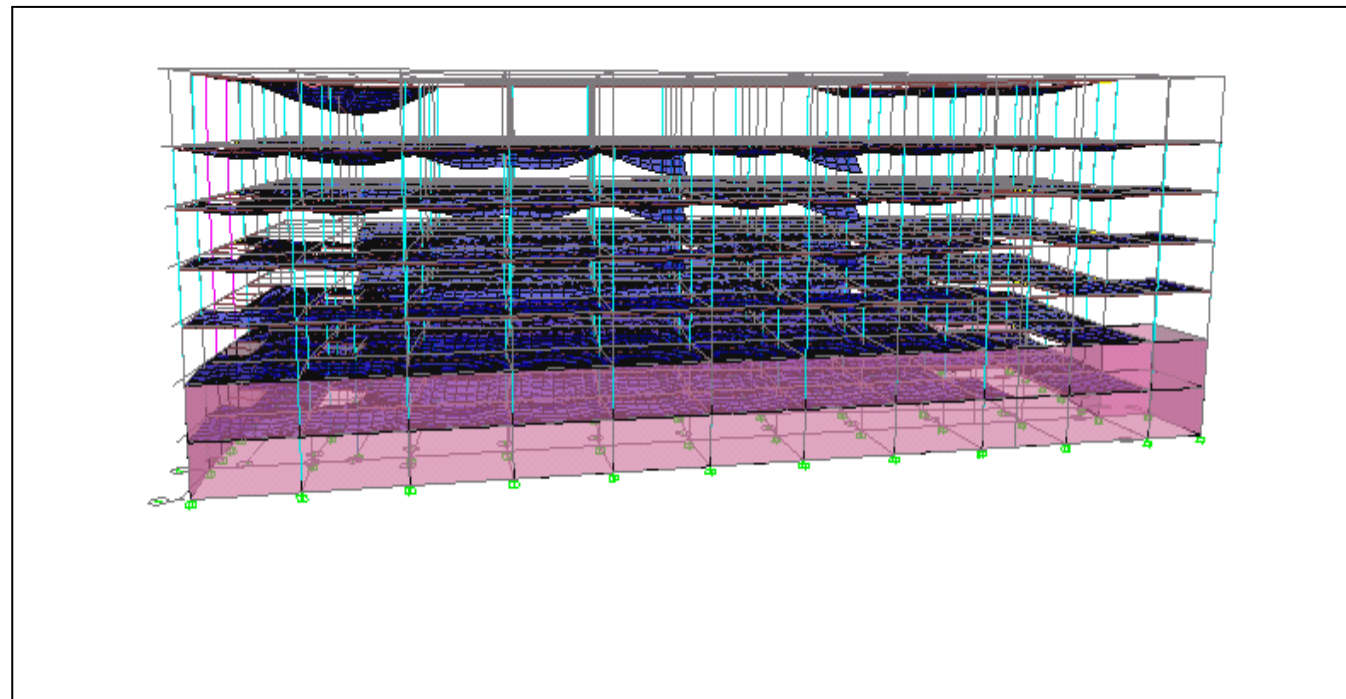
6.2.5 a).- MODELO MATEMÁTICO DEL EDIFICIO



DEFORMADA DEL MODELO POR ACCIÓN DE LA CARGA MUERTA



DEFORMADA DEL MODELO POR ACCIÓN DE LA CARGA VIVA



DEFORMADA DEL MODELO POR ACCIÓN SISMICA

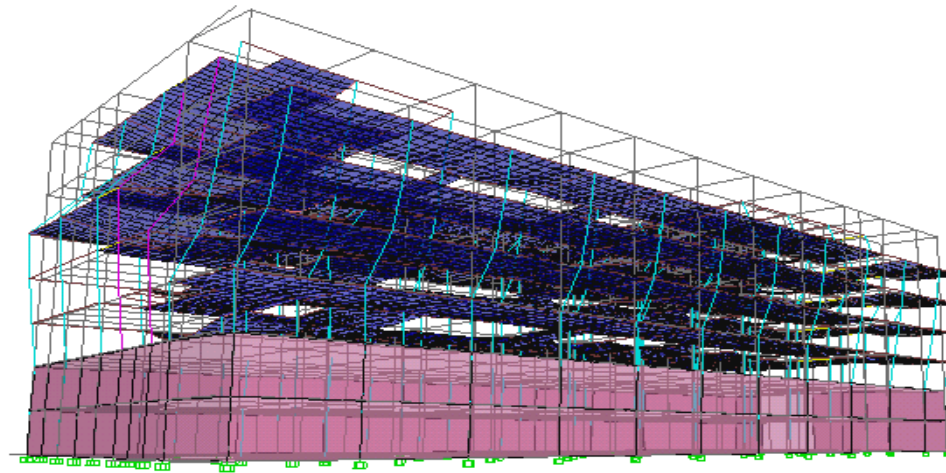


DIAGRAMA DE MOMENTOS EN EL PÓRTICO (EJE "B")

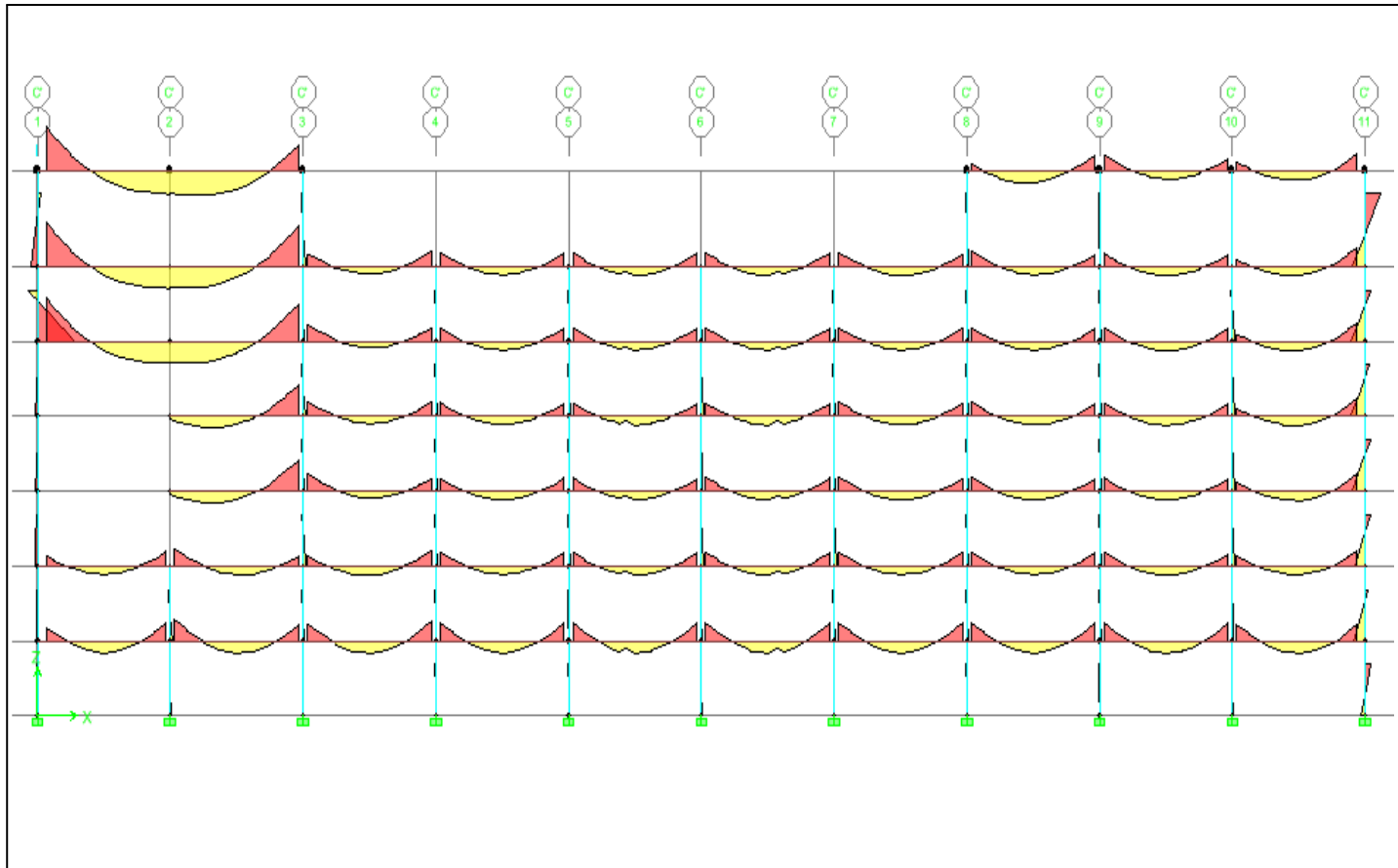


DIAGRAMA DE CORTES EN EL PÓRTICO (EJE "B")

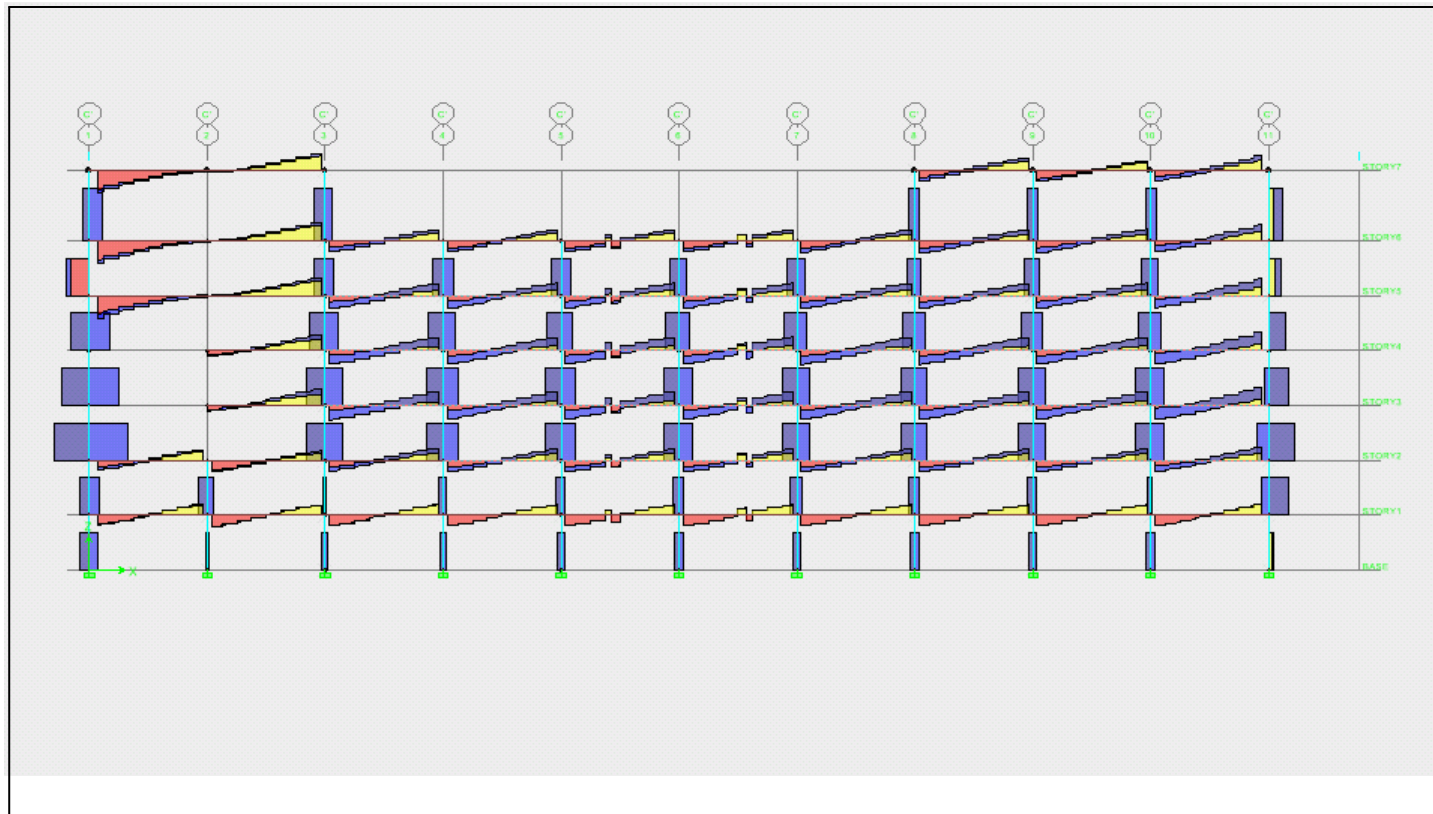


DIAGRAMA DE MOMENTOS EN EL PÓRTICO (EJE 2')

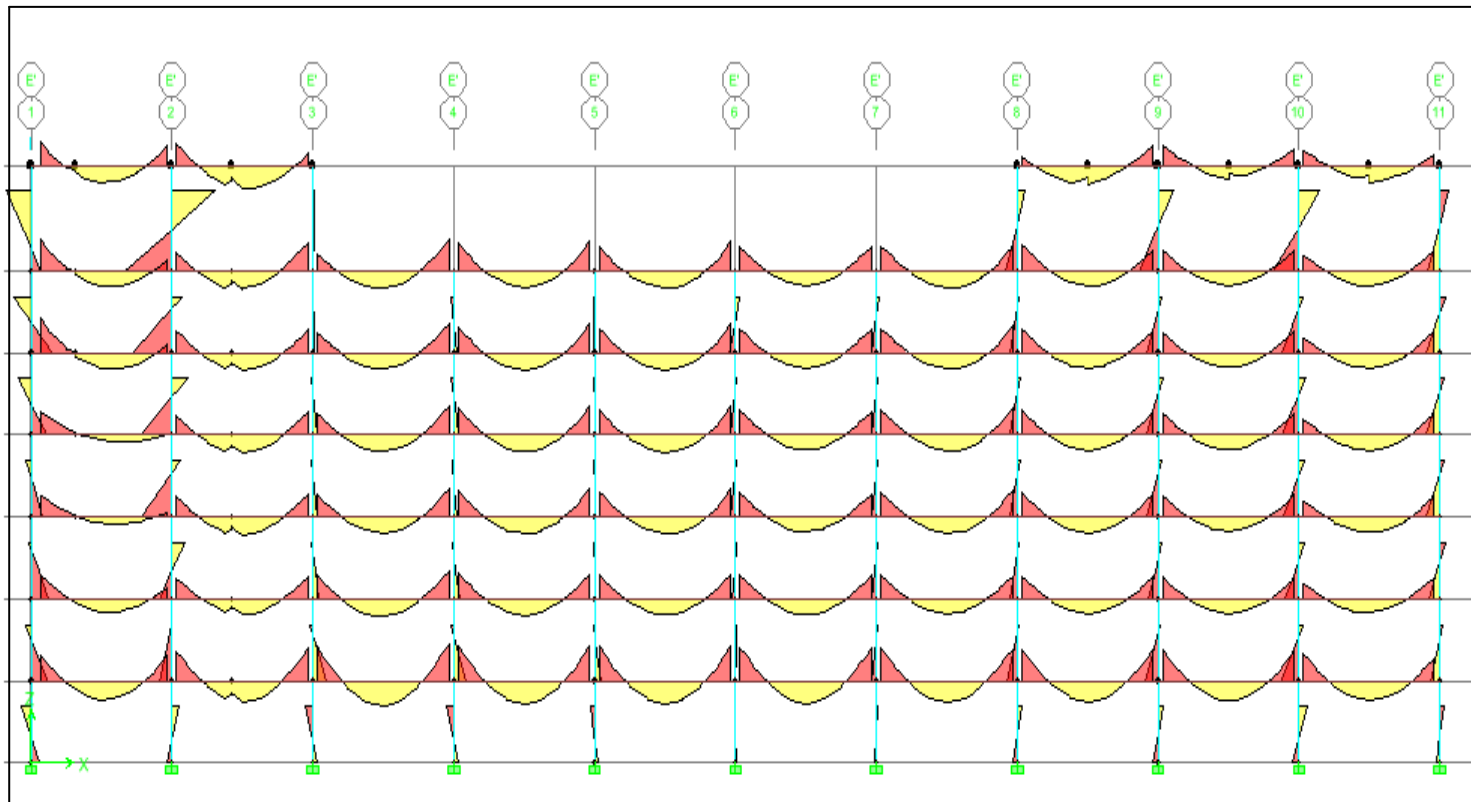


DIAGRAMA DE CORTES DEL PÓRTICO (EJE 2')

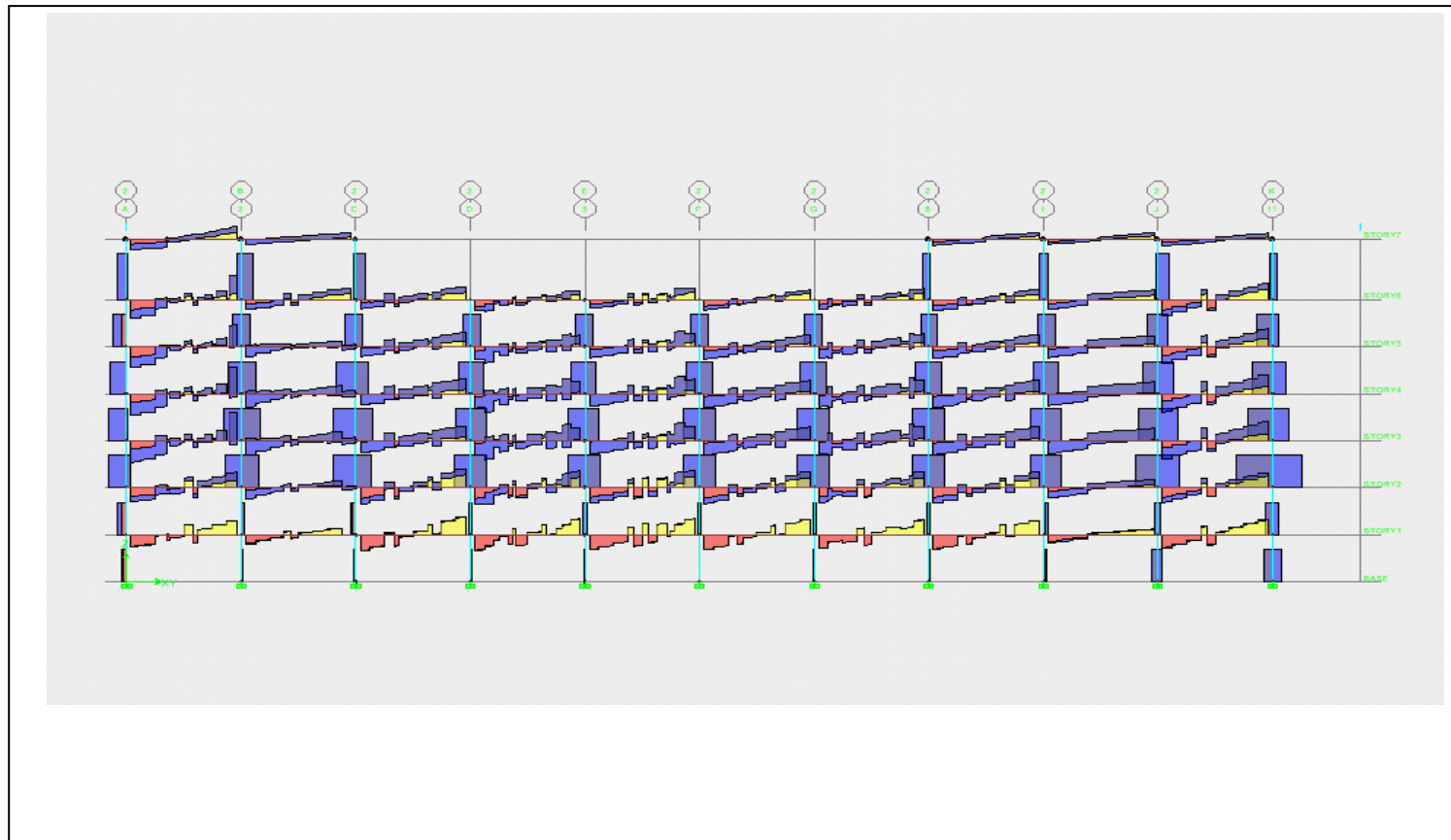


DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL PÓRICO (EJE "11")

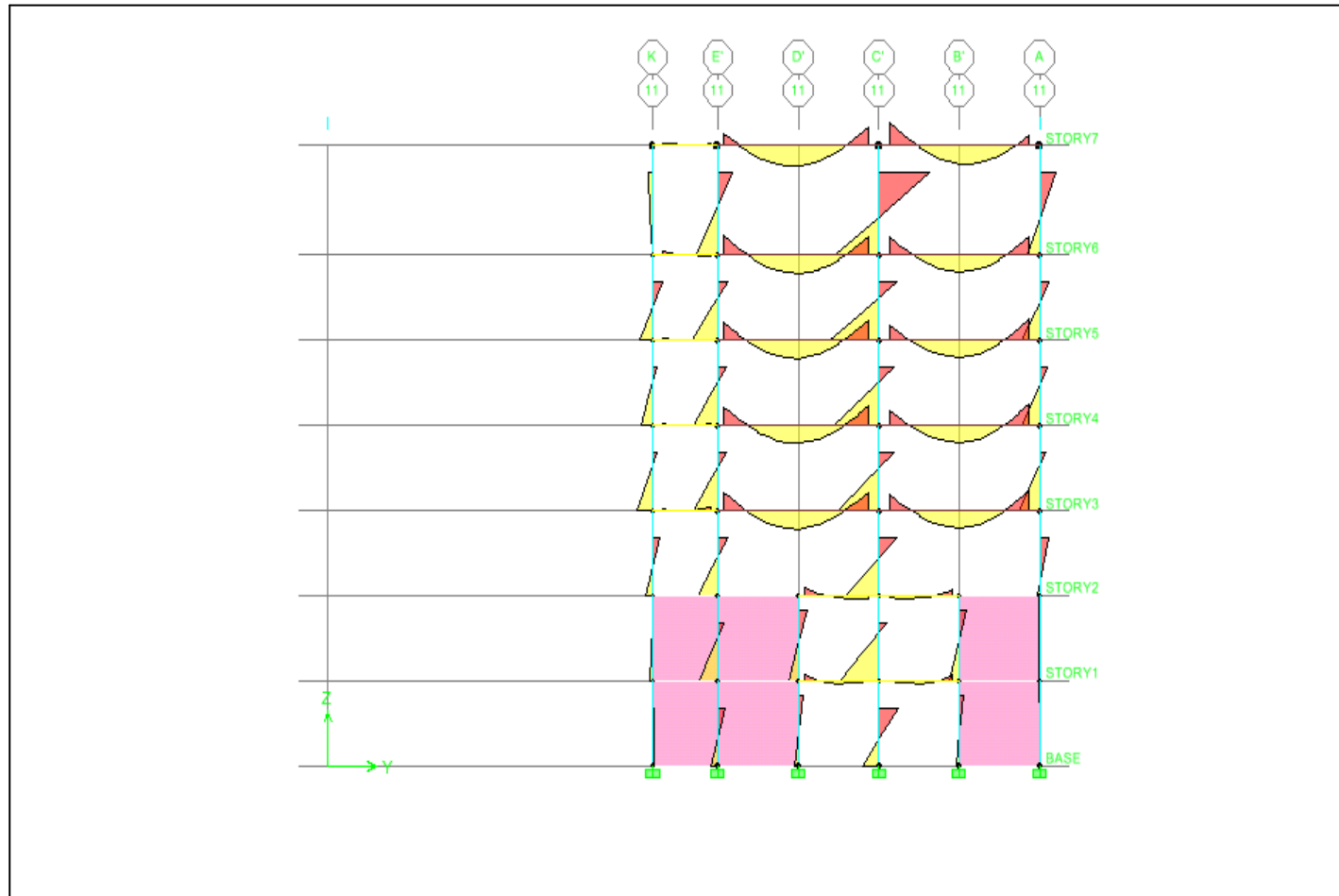
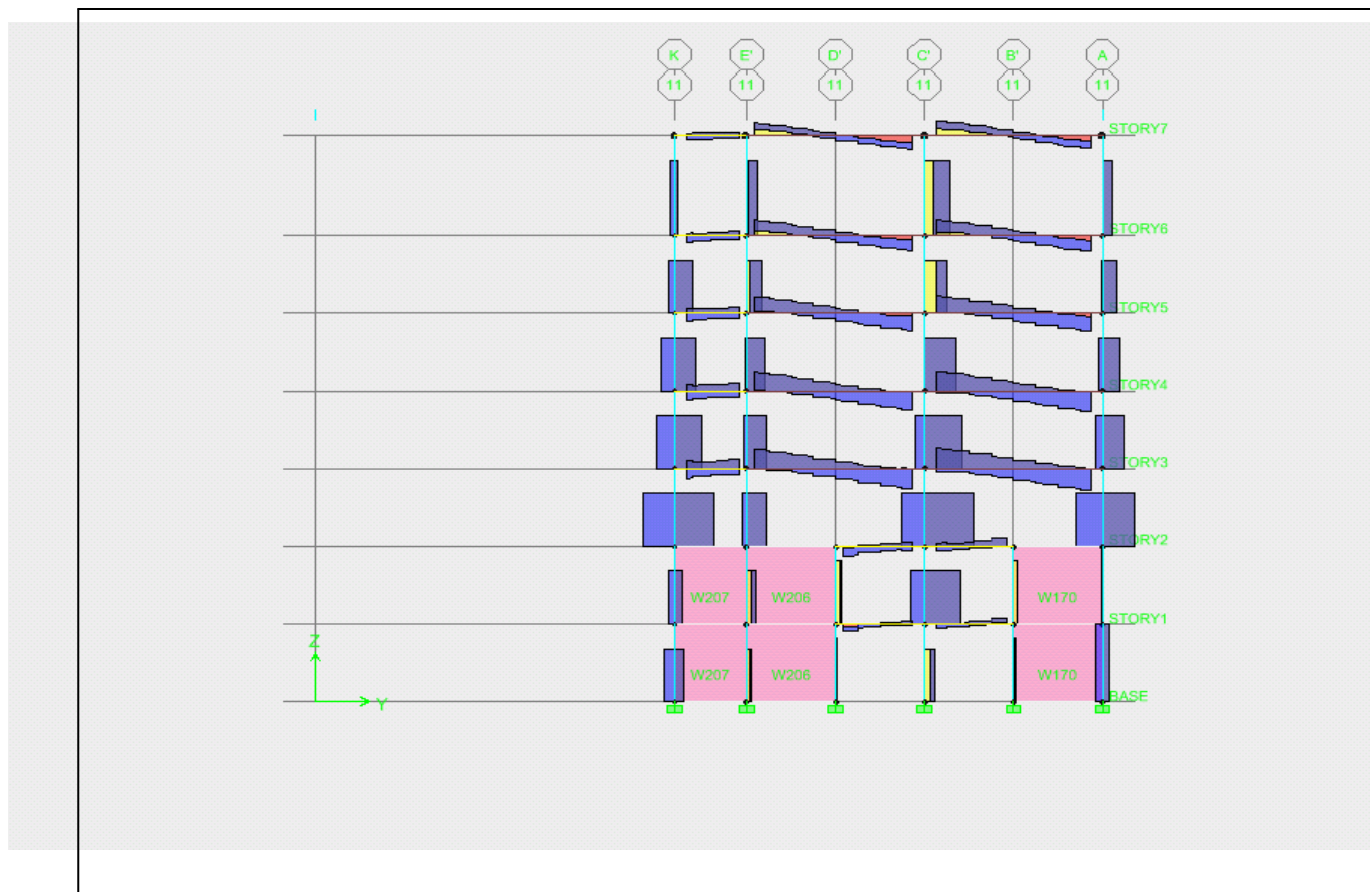


DIAGRAMA DE CORTES DEL PÓRTICO (EJE "11")



6.2.5 b) Reporte general del programa ETABS

Program ETABS Version 9.0.0.0
XII.LOG

File:Edificio Docente Hormi.

B E G I N A N A L Y S I S
01:59:09

2012/06/20

MAXIMUM MEMORY BLOCK SIZE (BYTES) = 59.972 MB

E L E M E N T F O R M A T I O N
01:59:10

NUMBER OF JOINT ELEMENTS FORMED	=	16287
NUMBER OF SPRING ELEMENTS FORMED	=	16221
NUMBER OF FRAME ELEMENTS FORMED	=	11092
NUMBER OF SHELL ELEMENTS FORMED	=	14709
NUMBER OF CONSTRAINTS FORMED	=	42

REDUCTION OF CONSTRAINTS AND RESTRAINTS:

NUMBER OF

CONSTRAINT MASTER DOF BEFORE REDUCTION	=	252
COUPLED CONSTRAINT/RESTRAINT MASTER DOF	=	0
CONSTRAINT MASTER DOF AFTER REDUCTION	=	252

E Q U A T I O N S O L U T I O N
02:06:38

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS	=	100710
APPROXIMATE "EFFECTIVE" BAND WIDTH	=	1479

NUMBER OF EQUATION STORAGE BLOCKS	=	19
MAXIMUM BLOCK SIZE (8-BYTE TERMS)	=	7860672
SIZE OF STIFFNESS FILE(S) (BYTES)	=	1.114 GB

NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE	=	100710
NUMBER OF STATIC LOAD CASES	=	4
NUMBER OF ACCELERATION LOADS	=	6
NUMBER OF NONLINEAR DEFORMATION LOADS	=	0

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

E I G E N A N A L Y S I S
02:43:34

NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM	=	100710
NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM	=	32442
NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT	=	12
NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT	=	0
NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED	=	16
RELATIVE CONVERGENCE TOLERANCE	=	1.00E-07
FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME)	=	.000000
FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME)	=	.000000
NUMBER OF EIGEN MODES FOUND	=	12
NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED	=	13

R E S P O N S E - S P E C T R U M A N A L Y S I S
03:21:26

NUMBER OF SPEC ANALYSES PERFORMED	=	1
-----------------------------------	---	---

J O I N T O U T P U T
03:21:31

G L O B A L F O R C E B A L A N C E R E L A T I V E E R R O R S

PERCENT FORCE AND MOMENT ERROR AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD	FX	FY	FZ	MX	MY
MZ					
DEAD	1.08E-07	1.81E-05	5.46E-07	6.49E-06	1.57E-07
6.61E-06					
LIVE	1.39E-07	2.49E-05	4.88E-07	8.90E-06	1.22E-07
9.01E-06					
TRIBUTAR	1.53E-07	3.04E-05	5.73E-07	1.09E-05	1.43E-07
1.10E-05					
EXYZ	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
.000000					

MODE	FX	FY	FZ	MX	MY
MZ					
1	4.87E-05	0.003146	7.82E-07	0.002045	4.70E-05
0.001992					
2	1.98E-05	0.010266	1.01E-07	0.003846	1.91E-06
0.003915					
3	0.000162	0.004997	5.38E-07	0.001791	1.67E-05
0.001812					

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4	0.000965	0.000949	2.59E-07	0.000244	0.000228	
0.001252						
5	0.002050	0.003348	8.41E-08	0.001261	0.000255	
0.001731						
6	0.000949	0.002558	2.01E-07	0.000517	0.000154	
0.002072						
7	0.000610	0.001557	1.22E-06	0.000986	5.09E-05	
0.000619						
8	0.004083	0.016252	4.38E-08	0.002126	0.001233	
0.017664						
9	0.000314	0.000891	6.48E-08	0.000272	2.54E-05	
0.000296						
10	0.003425	0.000304	1.43E-07	0.000244	0.000377	
0.003938						
11	0.005762	0.001001	9.16E-09	9.02E-05	0.000569	
0.004355						
12	0.003205	0.002915	1.15E-07	0.000380	0.000405	
0.004345						
	SPEC	FX	FY	FZ	MX	MY
MZ						
EXYZ	0.000748	0.009405	6.66E-07	0.003354	8.80E-05	
0.003491						

E L E M E N T J O I N T - F O R C E O U T P U T
03:23:11

NUMBER OF JOINT	ELEMENTS SAVED	=	16287
NUMBER OF FRAME	ELEMENTS SAVED	=	11092
NUMBER OF SHELL	ELEMENTS SAVED	=	14709
NUMBER OF SPRING	ELEMENTS SAVED	=	16221

E L E M E N T O U T P U T
03:31:41

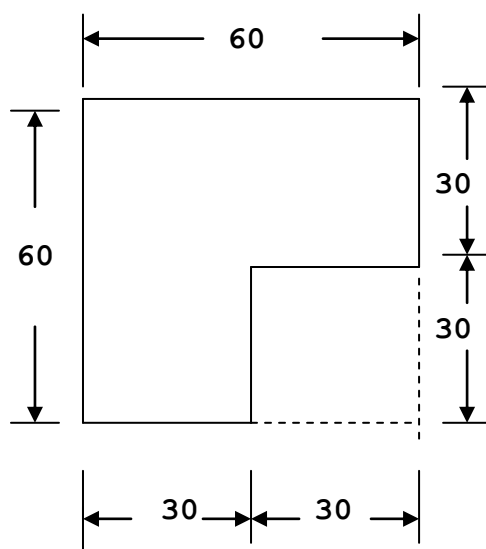
A N A L Y S I S C O M P L E T E
03:31:43

2012/06/20

6.2.5 c) Dimensiones definitivas de los elementos

ELEMENTO	NOMBRE	ALTO (d) (cm.)	ANCHO (bw) (cm.)
VIGA	VIGA	110	35
VIGA	VIGA 1	70	35
VIGA	VIGA 2	60	35
COLUMNA	COLUMNA	100	50
COLUMNA	COLUMNA 1	100	100
COLUMNA	60*60	60	60

COLUMNAS DEL POZO DEL ASCENSOR :



6.2.5 d)

VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN "COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL"

EJE "A"

[illegible]

EJE "B"

COLUMNA NUDO	1B	2B	3B	4B	5B	6B	7B	8B	9B	10B	11B
7	OK		NO					OK	NO	NO	OK
6	OK		NO	NO	NO	NO	NO	OK	OK	OK	OK
5	OK		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
4	OK		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
3	OK		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
2	OK	NO	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
1	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

EJE "C"

COLUMNA NUDO	1C	2C	3C	4C	5C	6C	7C	8C	9C	10C	11C
7	OK	NO	OK					OK	NO	NO	OK
6	OK	OK	OK	NO	NO	NO	NO	OK	OK	OK	OK
5	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
4	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
3	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
2	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
1	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

EJE "D"

COLUMNA NUDO	D1	D2
7	OK	OK
6	OK	OK
5	OK	OK
4	OK	OK
3	OK	OK
2	OK	OK
1	OK	OK

EJE "F"

COLUMNA NUDO	F1	F2"
7	OK	
6	OK	
5	OK	NO
4	OK	OK
3	OK	OK
2	OK	OK
1	OK	OK

EJE 2'

COLUMNA NUDO	2'A'	2'B'	2'C'	2'D'	2'E'	2'F'	2'G'	2'H'	2'I'	2'J'	2'K'	2'L'
7	OK	OK	OK					OK	OK	OK	OK	
6	OK	OK	OK	NO	NO	NO	OK	OK	OK	OK	OK	OK
5	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
4	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
3	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
2	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	N/A
1	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	N/A

EJE 1'

COLUMNA NUDO	1'A'	1'B'	1'C'	1'D'	1'E'	1'F'	1'G'	1'H'	1'I'	1'J'	1'K'	1'L'
6	OK	NO	NO	NO	NO	NO	OK	NO	OK	NO	OK	OK
5	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
4	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
3	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
2	N/A	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	N/A
1	N/A	OK	OK	OK	N/A	N/A	OK	OK	OK	OK	OK	N/A

EJE A''

COLUMNA NUDO	11A''
2	OK
1	OK

EJE B''

COLUMNA NUDO	11B''
2	OK
1	OK

En los nudos que no cumplan la condición , las columnas que soportan las reacciones provenientes de estos, deben reforzarse transversalmente a lo largo de toda su longitud de acuerdo al artículo 21.4.2.3 ACI 318S - 05 como se menciona en 3.5.2.4.1

6.2.5 e) CHEQUEO DE DEFLEXIONES EN VIGAS

Este paso se hará solamente en vigas que tienen deflexión considerable ($\geq 1,00$ cm.) :

PISO N. - 07

VIGA	DEFLEXIÓN (cm.)	Longitud (cm.)	1/480 (cm.)	CUMPLE
SENTIDO "X"				
1-3 (EJE "B")	1,64	1425	2,97	OK
SENTIDO "Y"				
A-C (EJE "2")	1,58	1400	2,92	OK

PISO N. - 06

VIGA	DEFLEXIÓN (cm.)	Longitud (cm.)	1/480 (cm.)	CUMPLE
SENTIDO "X"				
1-3 (EJE "B")	1,27	1425	2,97	OK
SENTIDO "Y"				
A-C (EJE "2")	1,23	1400	2,92	OK

PISO N. - 05

VIGA	DEFLEXIÓN (cm.)	Longitud (cm.)	1/480 (cm.)	CUMPLE
SENTIDO "X"				
1-3 (EJE "B")	1,31	1425	2,97	OK
SENTIDO "Y"				
A-C (EJE "2")	1,29	1400	2,92	OK

PISO N.- 04

VIGA	DEFLEXIÓN (cm.)	Longitud (cm.)	1/480 (cm.)	CUMPLE
SENTIDO "Y"				
A-C (EJE "2")	1,13	1400	2,92	OK

PISO N.- 03

VIGA	DEFLEXIÓN (cm.)	Longitud (cm.)	1/480 (cm.)	CUMPLE
SENTIDO "Y"				
A-C (EJE "2")	1,16	1400	2,92	OK

CAPÍTULO 7

DISEÑO ESTRUCTURAL

Una vez obtenido el análisis estructural correspondiente, se procederá a realizar el diseño de los elementos de acuerdo con el Código A.C.I 318 - 05 S.

ALCANCE DEL DISEÑO

En este trabajo se diseñan los siguientes elementos estructurales :

- 7.1. .- Vigas.
- 7.2. .- Columnas.
- 7.3. .- Losas.
- 7.4. .- Escaleras.
- 7.5. .- Cimentaciones (plintos aislados)
- 7.6. .- Cadenas de amarre.

No se incluyen : Zapatas corridas, muros de contención.

El diseño estructural de vigas y columnas se realiza de acuerdo a los resultados proporcionados por el programa ETABS en el análisis.

El diseño de losas se lo hace de forma manual de acuerdo al método 3 del A.C.I.

El cálculo de los plintos aislados y sus correspondientes cadenas de amarre está respaldado por los resultados obtenidos en el ETABS y la utilización de hojas electrónicas EXCEL.

7.1 .- RESUMEN DE DISEÑO DE VIGAS

PISO N.- 07

SENTIDO "X"

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
A	1-2 HASTA 10-11	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	490 est.Ø 10
B	1-3		2Ø22+3Ø25			85 est.Ø 10
	8-9 HASTA 10-11		6Ø18			153 est.Ø 10
C	1-2 HASTA 10-11		4Ø16+2Ø18			247 est.Ø 10
D	1-2 ^ 2-3					99 est.Ø 10
E	1-2					51 est.Ø 10
F	1-2''					49 est.Ø 10
2'	A'-B' HASTA B'-C' ^ H-I HASTA J-K					106 est.Ø 10
						159 est.Ø 10

SENTIDO "Y"

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
1	A-B B-C ^ D-F	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	136 est.Ø10
	C-D	0,35*0,60	6Ø12	6Ø12	-	29 est.Ø10
1"	D-F	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	38 est.Ø10
	A-C		4Ø25			84 est.Ø10
2	C-D ^ D-F	0,35*0,70	6Ø14	6Ø14	-	64 est.Ø10
3	A-B HASTA C-2'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	160 est.Ø10
8	A-B HASTA C-2'					144 est.Ø10
8'	C-2'					44 est.Ø10
9	A-B HASTA C-2'					137 est.Ø10
9'	C-2'					36 est.Ø10
10	A-B HASTA C-2'					129 est.Ø10
10'	C-2'					35 est.Ø10
11	A-B ^ B-C					102 est.Ø10
	C-2'	0,35*0,60	6Ø12	2Ø12	-	26 est.Ø10

PISO N. - 06
SENTIDO "X"

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
A	1-2 HASTA 10-11	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	490 est.Ø10
B	1-2		2Ø22+3Ø25			85 est.Ø10
	2-3 HASTA 10-11					424 est.Ø10
C	1-2 HASTA 10-11					492 est.Ø10
D	1-2 ^ 2-3					49 est.Ø10
E	1-2					58 est.Ø10
F	1-2''					58 est.Ø10
2'	A'-B' HASTA K-L					527 est.Ø10
1'	A'-B' HASTA K-L					527 est.Ø10

DISEÑO ESTRUCTURAL

SENTIDO "Y"

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
1	A-B B-C ^ D-F	0,35*1,10	2Ø18+3Ø20	4Ø16+2Ø18	8Ø12	136 est.Ø10
	C-D	0,35*0,60	6Ø12	6Ø12	-	29 est.Ø10
	2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	46 est.Ø10
1"	F-D		2Ø22+3Ø25			33 est.Ø10
2	A-C		5Ø14	5Ø14	-	84 est.Ø10
	C-D ^ D-2'	0,35*0,70	5Ø14	5Ø14	-	64 est.Ø10
	2'-1'	0,35*1,10	4Ø25	4Ø16+2Ø18	8Ø12	46 est.Ø10
3	A-B HASTA 2'-1'		4Ø16+2Ø18			198 est.Ø10
4	A-B B-C ^ 2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	138 est.Ø10
	C-D	0,35*0,7	6Ø14	2Ø14	-	32 est.Ø10
5	A-B HASTA 2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	189 est.Ø10
6	A-B HASTA 2'-1'					185 est.Ø10
7	A-B HASTA 2'-1'					180 est.Ø10
8	A-B HASTA 2'-1'					178 est.Ø10
9	A-B HASTA 2'-1'					171 est.Ø10

DISEÑO ESTRUCTURAL

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
10	A-B B-C ^ 2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	138 est.Ø10
	C-2'	0,35*0,60	6Ø14	2Ø14	-	26 est.Ø10
11	A-B B-C ^ 2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	148 est.Ø10
	C-2'	0,35*0,60	6Ø12	2Ø12	-	26 est.Ø10
I'	1'-2'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	50 est.Ø10
L						46 est.Ø10

PISO N. - 05

SENTIDO "X"

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)		
A	1-2 HASTA 10-11	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	490 est.Ø10		
B	1-2		2Ø22+3Ø25			85 est.Ø10		
	2-3 HASTA 10-11		4Ø16+2Ø18			396 est.Ø10		
C	1-2 HASTA 10-11					495 est.Ø10		
D	1-2 ^ 2-3					96 est.Ø10		
E	1-2					58 est.Ø10		
F	1-2''					66 est.Ø10		
2'	A'-B' HASTA K-L					570 est.Ø10		
1'	A'-B' HASTA K-L					530 est.Ø10		

DISEÑO ESTRUCTURAL

SENTIDO "Y"

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
1	A-B B-C ^ D-F	0,35*1,10	2Ø18+3Ø20	4Ø16+2Ø18	8Ø12	136 est.Ø10
	C-D	0,35*0,60	6Ø12	6Ø12	-	29 est.Ø10
	2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	46 est.Ø10
1"	D-F		38 est.Ø10			
2	A-C		2Ø22+3Ø25			84 est.Ø10
	C-D ^ D-2'	0,35*0,70	5Ø14	5Ø14	-	70 est.Ø10
	2'-1'	0,35*1,10	2Ø18+3Ø20	4Ø16+2Ø18	8Ø12	46 est.Ø10
2"	D-F		4Ø16+2Ø18			45 est.Ø10
	F-2'		37 est.Ø10			
3	A-B HASTA 2'-1'	0,35*1,10	2Ø18+3Ø20	4Ø16+2Ø18	8Ø12	206 est.Ø10
4	A-B B-C ^ 2'-1'	4Ø16+2Ø18	138 est.Ø10			
	C-D	0,35*0,7	6Ø14			2Ø14
5	A-B HASTA 2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	202 est.Ø10
6	A-B HASTA 2'-1'					193 est.Ø10
7	A-B HASTA 2'-1'					189 est.Ø10
8	A-B HASTA 2'-1'					186 est.Ø10
9	A-B HASTA 2'-1'					179 est.Ø10

DISEÑO ESTRUCTURAL

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
10	A-B B-C ^ 2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	146 est.Ø10
	C-2'	0,35*0,60	6Ø14	2Ø14	-	30 est.Ø10
11	A-B B-C ^ 2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	148 est.Ø10
	C-2'	0,35*0,60	6Ø12	2Ø12	-	26 est.Ø10
I'	1'-2'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	50 est.Ø10
L						46 est.Ø10

PISO N.- 04 (SENTIDO "X")

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
A	1-2 HASTA 10-11	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	490 est.Ø10
B	2-3		3Ø25+2Ø20			55 est.Ø10
	3-4 HASTA 10-11					392 est.Ø10
C	1-2 HASTA 10-11					534 est.Ø10
D	1-2 ^ 2-3		4Ø16+2Ø18			96 est.Ø10
E	1-2					51 est.Ø10
F	1-2''					66 est.Ø10
2'	A'-B' HASTA K-L					570 est.Ø10
1'	A'-B' K-L					561 est.Ø10

DISEÑO ESTRUCTURAL

SENTIDO "Y"

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
1	A-B	0,35*1,10	2Ø18+3Ø20	4Ø16+2Ø18	8Ø12	50 est.Ø10
	B-D D-F ^ 2'-1'		4Ø16+2Ø18			132 est.Ø10
	C-D	0,35*0,60	6Ø12	6Ø12	-	29 est.Ø10
1"	D-F	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	31 est.Ø10
2	A-C		2Ø20+3Ø25			100 est.Ø10
	C-D ^ D-2'	0,35*0,70	5Ø14	5Ø14	-	64 est.Ø10
	2'-1'		2Ø20+3Ø25			46 est.Ø10
2"	D-F		2Ø18+3Ø22			38 est.Ø10
3	A-B HASTA 2'-1'					214 est.Ø10
4	A-B ^ B-C	0,35*1,10	2Ø18+3Ø20	4Ø16+2Ø18	8Ø12	100 est.Ø10
	2'-1'		4Ø16+2Ø18			46 est.Ø10
	C-D	0,35*0,7	6Ø14	2Ø14	-	32 est.Ø10
5	A-B HASTA 2'-1'	0,35*1,10	2Ø18+3Ø20	4Ø16+2Ø18	8Ø12	205 est.Ø10

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
6	A-B HASTA 2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	199 est.Ø10
7	A-B HASTA 2'-1'					191 est.Ø10
8	A-B HASTA 2'-1'					186 est.Ø10
9	A-B HASTA 2'-1'					179 est.Ø10
10	A-B B-C ^ 2'-1'		2Ø18+3Ø20	2Ø12	-	146 est.Ø10
	C-2'	0,35*0,6	6Ø12			25 est.Ø10
11	A-B B-C ^ 2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	148 est.Ø10
	C-2'	0,35*0,6	6Ø12	6Ø12	-	25 est.Ø10
I'						50 est.Ø10
L	1'-2'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	46 est.Ø10

PISO N.- 03
SENTIDO "X"

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
A	1-2 HASTA 10-11	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	490 est.Ø10
B	2-3		6Ø20			55 est.Ø10
	3-4 HASTA 10-11		4Ø16+2Ø18			440 est.Ø10
C	1-2 HASTA 10-11					496 est.Ø10
D	1-2 ^ 2-3					96 est.Ø10
E	1-2					51 est.Ø10
F	1-2''					66 est.Ø10
2'	A'-B' HASTA K-L					567 est.Ø10
1'	A'-B' HASTA K-L					

DISEÑO ESTRUCTURAL

SENTIDO "Y"

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
1	A-B B-C D-F ^ 2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	179 est.Ø10
1''	C-F	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	65 est.Ø10
2	A-C ^ 2'-1'		4Ø25			146 est.Ø10
	C-D ^ D-2'		0,35*0,70	5Ø14	5Ø14	-
2''	D-F	0,35*1,10	2Ø18+3Ø22	4Ø16+2Ø18	8Ø12	38 est.Ø10
3	A-B HASTA 2'-1'		6Ø18			214 est.Ø10
4	A-B B-C ^ 2'-1'		6Ø14			2Ø14
	C-D			0,35*0,7	32 est.Ø10	
5	A-B HASTA 2'-1'	0,35*1,10	2Ø18+3Ø20	4Ø16+2Ø18	8Ø12	202 est.Ø10
6	A-B HASTA 2'-1'		4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18		196 est.Ø10
7	A-B HASTA 2'-1'					191 est.Ø10
8	A-B HASTA 2'-1'					189 est.Ø10

DISEÑO ESTRUCTURAL

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
9	A-B HASTA 2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	179 est.Ø10
10	A-B B-C ^ 2'-1'		6Ø18			146 est.Ø10
	C-2'		6Ø14	2Ø14	-	30 est.Ø10
11	A-B B-C ^ 2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	148 est.Ø10
	C-2'	0,35*0,60	6Ø12	2Ø12	-	26 est.Ø10
I'	1'-2'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	50 est.Ø10
L						46 est.Ø10

PISOS 02 ^ 01

SENTIDO "X"

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
B	1-2 HASTA 10-11	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	496 est.Ø10
C	1-2 HASTA 10-11					96 est.Ø10
D	1-2 ^ 2-3					
E	1-2					
F	1-2''					56 est.Ø10
2'	A'-B' HASTA K-L					66 est.Ø10
						530 est.Ø10

DISEÑO ESTRUCTURAL

SENTIDO "Y"

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
1"	D-F	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	40 est.Ø10
2	A-B B-C ^ 2'-1'					146 est.Ø10
	C-D ^ D-2'					0,35*0,70
2"	D-F	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	36 est.Ø10
3	A-B HASTA 2'-1'					214 est.Ø10
4						208 est.Ø10
5						202 est.Ø10
6						196 est.Ø10
7						193 est.Ø10
8						186 est.Ø10
9						179 est.Ø10
10						A-B B-C ^ 2'-1'
	C'-2'					0,35*0,60

EJE	VIGA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO SUPERIOR (mm)	REFUERZO INFERIOR (mm)	REFUERZO ESPECIAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
11	A''-B ^ B-B''	0,35*0,60	6Ø12	2Ø12	-	60 est.Ø10
	2'-1'	0,35*1,10	4Ø16+2Ø18	4Ø16+2Ø18	8Ø12	46 est.Ø10

7.2.-RESUMEN DE DISEÑO DE COLUMNAS

TIPO	SECCIÓN (m2)	REFUERZO LONGITUDINAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)	# UNIDADES	
1A-3C	0,5*1,0	14Ø22	274 est.Ø12	2	
2A-3A-4A- 5A-6A			318 est.Ø12	5	
3B-2C			279 est.Ø12	2	
1B	1,0*1,0		346 est.Ø12	1	
1C	434 est.Ø12		1		
1D-1F (ASCENSOR)	<div>0,3</div> <div>0,6</div> <div>0,6</div> <div>0,3</div>	20Ø14	434 est.Ø12	2	

TIPO	SECCIÓN (m ²)	REFUERZO LONGITUDINAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)	# UNIDADES
2B	0,5*1,0	14Ø22	85 est.Ø12	1
4B-5B-6B- 5C-6C			233 est.Ø12	5
4C			250 est.Ø12	1
2D-2'A'- 2'B'-2'-C'	0,6*0,6	20Ø16	280 est.Ø10	4
2'D'-2'E'- 2'F'-1'A'- 1'B'-1'C'- 1'D'-1'E'- 1'F'			233 est.Ø10	9
2''F			196 est.Ø10	1
7A-7B			311 est.Ø12	2
7C	0,5*1,0	14Ø22	237 est.Ø12	1
1'G'-2'G'	0,6*0,6	20Ø16	237 est.Ø10	2
8A	0,5*1,0	14Ø22	327 est.Ø12	1
8B-8C			272 est.Ø12	2
1'H'	0,6*0,6	20Ø16	242 est.Ø10	1
10A	0,5*1,0	14Ø22	327 est.Ø12	1
10B-10C			307 est.Ø12	2
11A-2'J- 2'K			283 est.Ø12	3
11B	1,0*1,0	14Ø22	322 est.Ø12	1
2'-H'	0,6*0,6	20Ø16	289 est.Ø10	1
9A	0,5*1,0	14Ø22	326 est.Ø12	1

DISEÑO ESTRUCTURAL

TIPO	SECCIÓN (m2)	REFUERZO LONGITUDINAL (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)	# UNIDADES
9B-9C	0,5*1,0	14Ø22	282 est.Ø12	2
1' I	0,6*0,6	20Ø16	247 est.Ø10	1
2' I			294 est.Ø10	1
11C			294 est.Ø10	1
11A"-11B"			106 est.Ø10	2
1' L-2' L			253 est.Ø10	2
1' J-1' K	0,5*1,0	14Ø22	297 est.Ø12	2

7.3.- RESÚMEN DE DISEÑO DE LOSAS

PISO N.- 07

FRANJA DE COLUMNAS , SENTIDO "X"

2*Mu/3 (T.m)	d (cm.)	bw (cm.)	As (cm2.)	As.min. 14*bw*d/fy (cm2.)	VARILLAS
M (-) (REFUERZO SUPERIOR)					
0,43	27	24	0,38	2,16	2Ø12
2,27			2,08		
2,52			2,31		
0,33			0,29		2Ø12
1,43			1,29		
0,18			0,16		
0,24			0,21		
0,075			0,07		
0,049			0,04		
0,133			0,12		
0,025			0,02		
0,062			0,05		
0,167			0,15		
M (+) (REFUERZO INFERIOR)					
1,29	27	24	1,16	2,16	2Ø12
1,15			1,03		
0,97			0,87		
0,15			0,13		
0,073			0,06		
0,187			0,17		
0,187			0,17		
0,15			0,13		

SENTIDO "Y"

2*Mu/3 (T.m)	d (cm.)	bw (cm.)	As (cm2.)	As.min. 14*bw*d/fy (cm2.)	VARILLAS
M (-) (REFUERZO SUPERIOR)					
0,50	25	24	0,48	2,00	2Ø12
3,00			3,02		2Ø14
2,41			2,40		2Ø14
2,27			0,71		2Ø12
0,82			0,79		
0,67			0,65		
2,60			2,60		
1,83			1,80		
0,39			0,37		
M (+) (REFUERZO INFERIOR)					
1,49	25	24	1,46	2,00	2Ø12
1,19			1,16		
1,27			1,24		
0,53			0,51		
0,73			0,71		
0,47			0,45		

FRANJA CENTRAL

SENTIDO "X"

M_u (T.m)	d (cm.)	b_w (cm.)	A_s (cm².)	A_s.min. 14*b_w*d/f_y (cm².)	VARILLAS
M (-) (REFUERZO SUPERIOR)					
0,65	27	24	0,58	2,16	2Ø12
3,41			3,18		2Ø14
3,78			3,54		2Ø16
0,49			0,44		2Ø12
2,14			1,95		
3,78			3,54		
0,26			0,23		
0,36			0,32		
0,62			0,55		
0,20			0,18		
0,24			0,21		
0,25			0,22		
0,20			0,18		

Mu (T.m)	d (cm.)	bw (cm.)	As (cm2.)	As.min. 14*bw*d/fy (cm2.)	VARILLAS
M (+) (REFUERZO INFERIOR)					
1,94	27	24	1,77	2,16	2Ø12
1,73			1,57		
1,46			1,32		
0,21			0,19		
0,34			0,30		
0,22			0,20		
0,11			0,10		
0,22			0,20		

SENTIDO "Y"

Mu (T.m)	d (cm.)	bw (cm.)	As (cm2.)	As.min. 14*bw*d/fy (cm2.)	VARILLAS
M (-) (REFUERZO SUPERIOR)					
0,75	25	24	0,73	2,00	2Ø12
4,51			4,68		2Ø16
3,62			3,69		
3,41			1,06		
1,23			1,20		2Ø12
0,56			0,54		
3,90			4,00		2Ø16
2,74			2,75		2Ø14
1,00			0,97		2Ø12
M (+) (REFUERZO INFERIOR)					
2,24	25	24	2,22	2,00	2Ø12
1,90			1,88		
1,78			1,75		
0,79			0,76		
1,09			1,06		
0,70			0,68		

PISOS 06 AL 03
FRANJA DE COLUMNAS
SENTIDO "X"

2*Mu/3 (T.m)	d (cm.)	bw (cm.)	As (cm2.)	As.min. 14*bw*d/fy (cm2.)	VARILLAS
M (-) (REFUERZO SUPERIOR)					
0,43	27	24	0,38	2,16	2Ø12
2,52			2,31		2Ø14
2,85			2,63		2Ø14
0,33			0,29		2Ø12
1,67			1,51		
2,00			1,82		
0,18			0,16		
0,25			0,22		
0,08			0,07		
0,53			0,47		
0,56			0,50		
2,12			1,93		
2,57			2,36		2Ø14
1,61			1,46		2Ø12
M (+) (REFUERZO INFERIOR)					
1,29	27	24	1,16	2,16	2Ø12
1,15			1,03		
0,84			0,75		
0,92			0,82		
1,12			1,01		
1,03			0,92		
1,04			0,93		

SENTIDO "Y"

2*Mu/3 (T.m)	d (cm.)	bw (cm.)	As (cm2.)	As.min. 14*bw*d/fy (cm2.)	VARILLAS
M (-) (REFUERZO SUPERIOR)					
0,50	25	24	0,48	2,00	2Ø12
3,00			3,02		2Ø14
2,41			2,40		2Ø14
2,27			2,26		2Ø12
2,09			2,07		
1,85			1,82		
M (+) (REFUERZO INFERIOR)					
1,49	25	24	1,46	2,00	2Ø12
1,27			1,24		
0,53			0,51		
0,31			0,30		
0,47			0,45		
1,19			1,16		
1,12			1,09		
1,47			1,44		
1,22			1,19		

**FRANJA CENTRAL
SENTIDO "X"**

Mu (T.m)	d (cm.)	bw (cm.)	As (cm2.)	As.min. 14*bw*d/fy (cm2.)	VARILLAS
M (-) (REFUERZO SUPERIOR)					
0,65	27	24	0,58	2,16	2Ø12
3,78			3,54		2Ø16
4,28			4,05		2Ø18
0,49			0,44		2Ø12
2,51			2,30		2Ø14
3,01			2,79		2Ø14
0,26			0,23		2Ø12
0,38			0,34		
0,56			0,50		
3,19			2,96		2Ø14
3,85			3,61		2Ø16
2,90			2,68		2Ø14
M (+) (REFUERZO INFERIOR)					
1,94	27	24	1,77	2,16	2Ø12
1,73			1,57		
1,38			1,25		
0,21			0,19		
0,34			0,30		
0,08			0,07		
1,68			1,52		
1,55			1,40		
1,61			1,46		

DISEÑO ESTRUCTURAL

SENTIDO "Y"

Mu (T.m)	d (cm.)	bw (cm.)	As (cm2.)	As.min. 14*bw*d/fy (cm2.)	VARILLAS
	M (-) (REFUERZO SUPERIOR)				
0,75	25	24	0,73	2,00	2Ø12
4,51			4,68		2Ø16
3,62			3,69		
3,41			3,46		
3,14			3,17		2Ø14
2,78			2,79		
2,58			2,58		
			M (+) (REFUERZO INFERIOR)		
2,24	25	24	2,22	2,00	2Ø12
1,90			1,88		
0,79			0,76		
0,46			0,44		
1,78			1,75		
1,68			1,65		
1,06			1,03		
0,52			0,50		
2,20			2,18		
1,83			1,80		

PISOS 02 ^ 01

FRANJA DE COLUMNAS

SENTIDO "X"

2*Mu/3 (T.m)	d (cm.)	bw (cm.)	As (cm2.)	As.min. 14*bw*d/fy (cm2.)	VARILLAS
M (-) (REFUERZO SUPERIOR)					
3,44	27	24	3,50	2,16	2Ø16
2,62			2,41		2Ø14
2,38			2,18		
1,73			1,57		
0,93			0,83		2Ø12
2,62			2,41		2Ø14
M (+) (REFUERZO INFERIOR)					
1,61	27	24	1,46	2,16	2Ø12
1,38			1,25		

DISEÑO ESTRUCTURAL

SENTIDO "Y"

2*Mu/3 (T.m)	d (cm.)	bw (cm.)	As (cm2.)	As.min. 14*bw*d/fy (cm2.)	VARILLAS
M (-) (REFUERZO SUPERIOR)					
2,46	25	24	2,45	2,00	2Ø14
2,11			2,09		2Ø12
2,23			2,21		
2,13			2,11		
M (+) (REFUERZO INFERIOR)					
1,05	25	24	1,02	2,00	2Ø12
1,07			1,04		
1,09			1,06		
1,06			1,03		

FRANJA CENTRAL

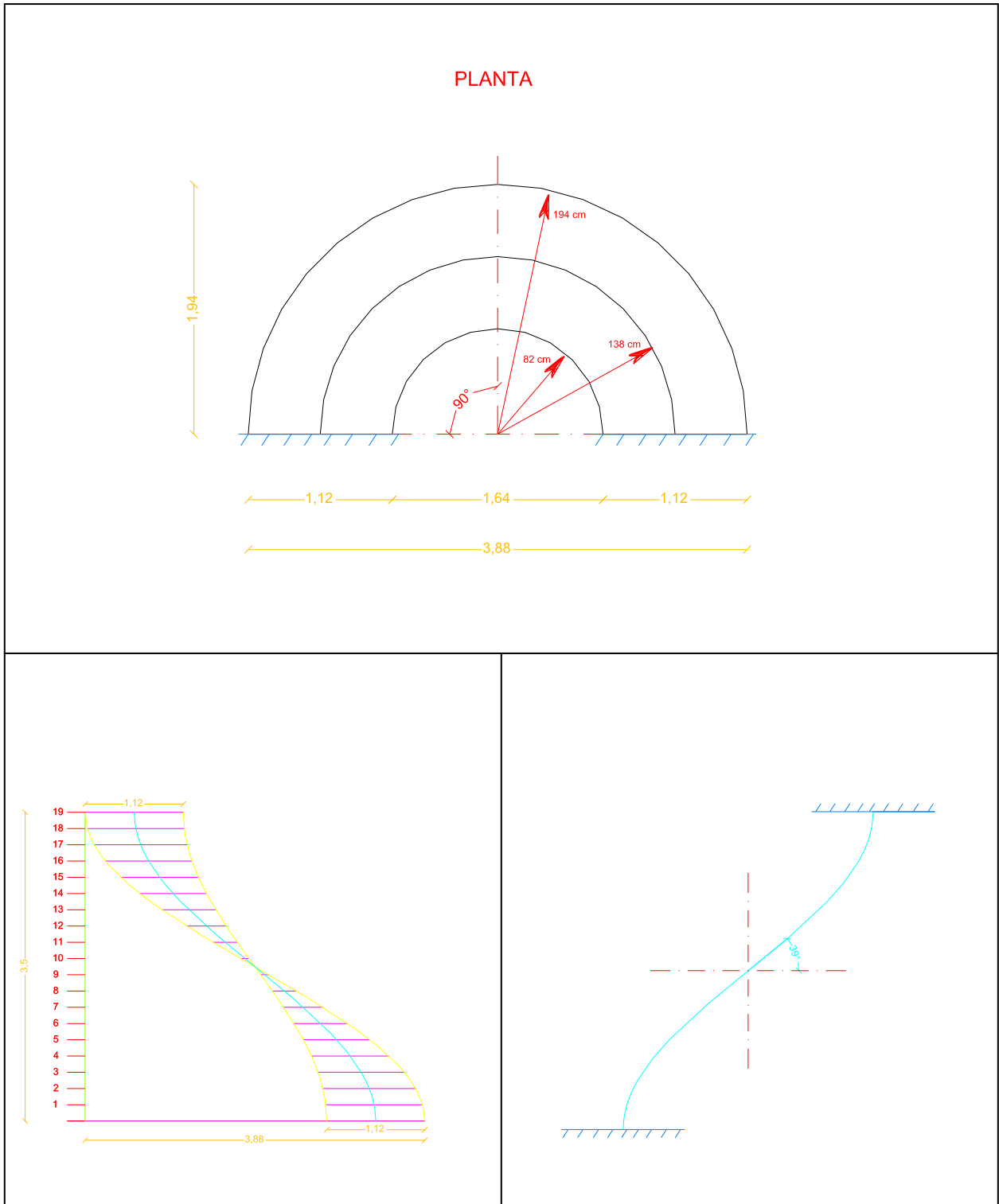
SENTIDO "X"

Mu (T.m)	d (cm.)	bw (cm.)	As (cm2.)	As.min. 14*bw*d/fy (cm2.)	VARILLAS
M (-) (REFUERZO SUPERIOR)					
5,16	27	24	4,95	2,16	2Ø18
3,93			3,69	2,16	2Ø16
3,57			3,33	2,16	2Ø16
2,59			2,38	2,16	2Ø14
1,39			1,25	2,16	2Ø12
M (+) (REFUERZO INFERIOR)					
2,42	27	24	2,22	2,16	2Ø12
2,07			1,89	2,16	

SENTIDO "Y"

Mu (T.m)	d (cm.)	bw (cm.)	As (cm2.)	As.min. 14*bw*d/fy (cm2.)	VARILLAS
M (-) (REFUERZO SUPERIOR)					
3,69	25	24	3,77	2,00	2Ø16
3,17			3,20		
3,34			3,39		
3,42			3,47		
M (+) (REFUERZO INFERIOR)					
1,58	25	24	1,55	2,00	2Ø12
1,60			1,57	2,00	
1,64			1,61	2,00	
1,59			1,56	2,00	

7.4.- RESUMEN DE DISEÑO DE ESCALERAS HELICOIDALES



ESCALERA	LONGITUD (m)	HUELLA (m)	CONTRAHUELLA (m)	VARILLAS (mm)
A	1,12	0,23	0,185	10Ø16 + 1Ø18
B	1,60	0,33		7Ø12 + 1Ø18

7.5.- RESUMEN DE DISEÑO PLINTOS AISLADOS

TIPO	LONGITUD (m)	PERALTE (cm)	REFUERZO (HORIZ;VERT.) (mm)	# DE UNIDADES
I	3,7	65	17Ø25	1
II	4,0	75	19Ø25	6
III	3,8	70	17Ø25	11
IV	3,4	65	17Ø22	8
V	2,3	40	12Ø18	1
VI	2,8	50	15Ø18	2

7.6.- RESUMEN DE DISEÑO DE CADENAS DE AMARRE.

EJE	CADENA	SECCIÓN (m2)	REFUERZO (SUP ; INF) (mm)	REFUERZO TRANSVERSAL (mm)
B	1-2	0,30*0,35	4Ø20	350 est.Ø8
C	HASTA 10-11		3Ø20	
2'	A'-B' HASTA J-K			
2	A-B HASTA 2'-1'		3Ø25	147 est.Ø8
3	A-B HASTA 2'-1'	143 est.Ø8		
4		138 est.Ø8		
5		133 est.Ø8		
6		131 est.Ø8		
7		125 est.Ø8		
8		121 est.Ø8		
9		117 est.Ø8		
10		95 est.Ø8		
11		A''-B B-B'' ^ 2'-1'		56 est.Ø8

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES, COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES

Luego de finalizado el trabajo práctico de la disertación de tesis se ha llegado a las siguientes conclusiones y comentarios que se mencionan a continuación:

8.1.- Para trabajar en el programa ETABS V9, se requirió previamente de los planos arquitectónicos proporcionados por el Departamento de Construcciones, para estudiar su configuración y luego de ello proceder a estructurarla.

Una vez que se cumplió este paso, se pre-dimensionaron los elementos estructurales (vigas, losas, columnas y plintos) de acuerdo a las disposiciones del C.E.C y luego se realizó el modelo. Cuando este estuvo listo, se ingresaron los valores de cargas: carga muerta, carga viva, y carga sísmica; esta última fue calculada en base a los parámetros que establece el C.E.C (zona de riesgo sísmico, importancia de ocupación, geometría de la estructura). Antes de ejecutar el programa se procedió a chequear el modelo. Luego de la primera ejecución se obtuvieron algunos resultados desfavorables (derivadas mayores a las permitidas por citar un ejemplo) que obligaron a modificar las dimensiones iniciales trayendo como consecuencia un cierto número de cambios y pruebas, sobre todo en las vigas principales (110 cm) y en las columnas de los extremos del eje "B" (100 cm), hasta que finalmente se logró llegar a un resultado satisfactorio.

8.2.- El análisis del modelo matemático del edificio se realizó considerando el comportamiento estático y dinámico de la estructura; las deformaciones de la estructura fueron calculadas para todos y cada uno de los casos.

8.3.- En el diseño a flexión y flexo - compresión, el programa calculó con gran rapidez y precisión la cuantía de refuerzo requerida tanto para momento como corte, así como proporcionó una gran facilidad para encontrar los puntos de inflexión en los diagramas de momentos, sin embargo, no determinó el espaciamiento de estribos ni los valores de longitud de desarrollo y traslape en el refuerzo longitudinal por lo que fue necesario determinarlos en base a programas propios.

8.4.- De los resultados, se puede observar que en un buen número de vigas, el peralte sobrepasa los 90 cm (110 cm), sin que ello afecte a la altura libre de los entrepisos (2,40 m), para estos casos, el Código ACI 318S-05 en 10.6.4 y 10.6.7 dispone que se coloque refuerzo longitudinal adicional (conocido como refuerzo "de piel") a una distancia "s" en ambas caras del elemento en una altura igual a la mitad de su peralte y paralelo al refuerzo de tensión con la finalidad de que no se produzcan agrietamientos excesivos en dichas caras, (ver figura 8.1)

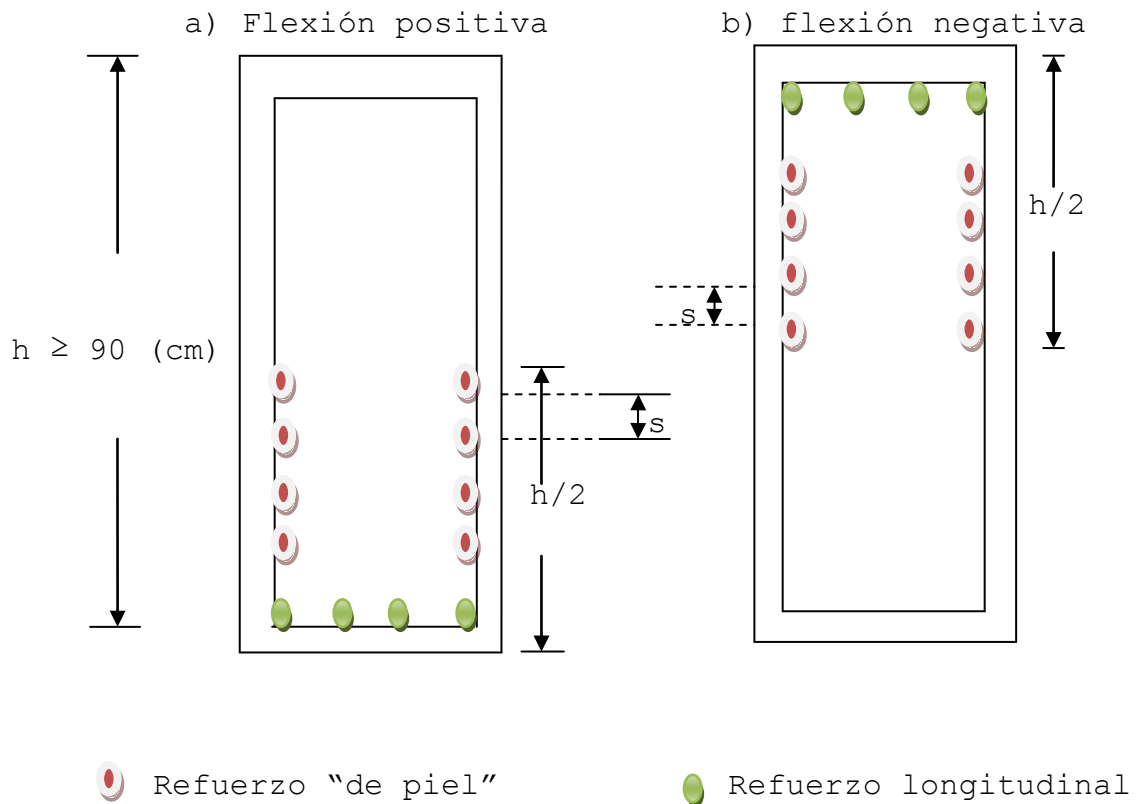


Fig.8.1.- Armadura "de piel" en una viga de peralte alto.

8.5.- El diseño de columnas fue regido por la condición "Columna fuerte - Viga débil", que busca que se formen rótulas plásticas en las vigas y no en las columnas (ver figura 8.2) obteniéndose de esta forma un mecanismo "dúctil" en caso de sismo. En los pocos nudos que no cumplieron la condición se procedió a reforzarlos de acuerdo con 21.4.2.3 del Código ACI 318S - 05 obteniéndose así una estructura segura y eficiente.

Las columnas de los extremos del eje "B" debido a su gran dimensión tendrán un comportamiento semejante al de un muro de corte.

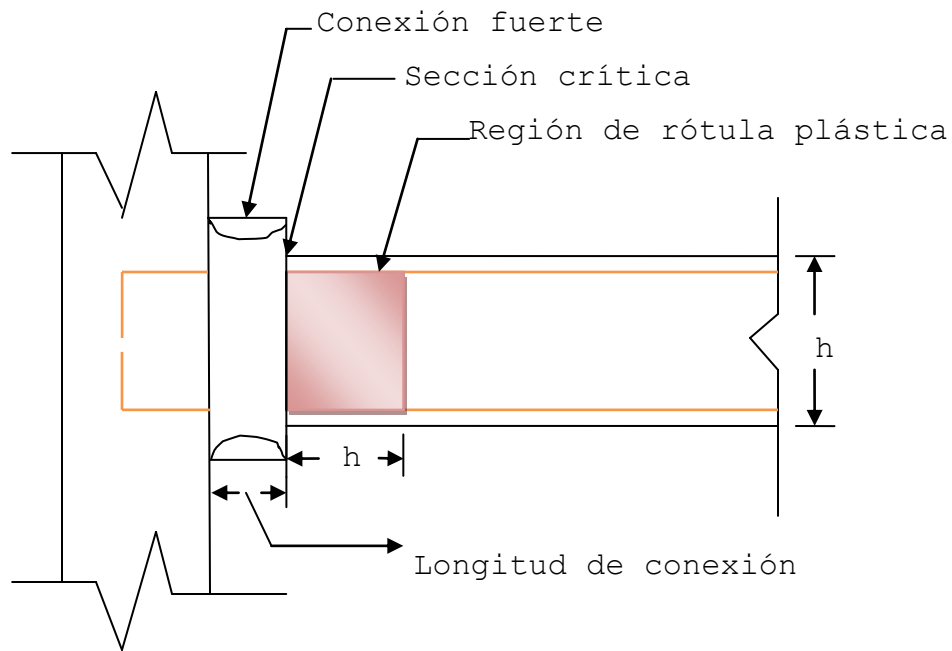


Fig.8.2.- Rótula Plástica

8.6.- Para el diseño de los plintos, el análisis de suelos propone trabajar con un valor de capacidad admisible del suelo de 50 T/m²; sin embargo, considerando que la edificación a diseñarse está situada en una zona de alta sismicidad, para el diseño se asumió un valor de 30 T/m², debido a que en caso de suceder un sismo, van a generarse fuerzas laterales tendientes a volcar a la estructura, y como consecuencia de ello, se llegarán a producir aumento de los esfuerzos en el suelo.

8.7.- En el diseño de la cimentación, se procuró que los plintos trabajen en lo posible bajo la acción de la carga axial, por lo que fue necesario diseñar las cadenas de amarre como vigas (ver figura 8.3), de tal manera que soporten los momentos generados por las columnas.

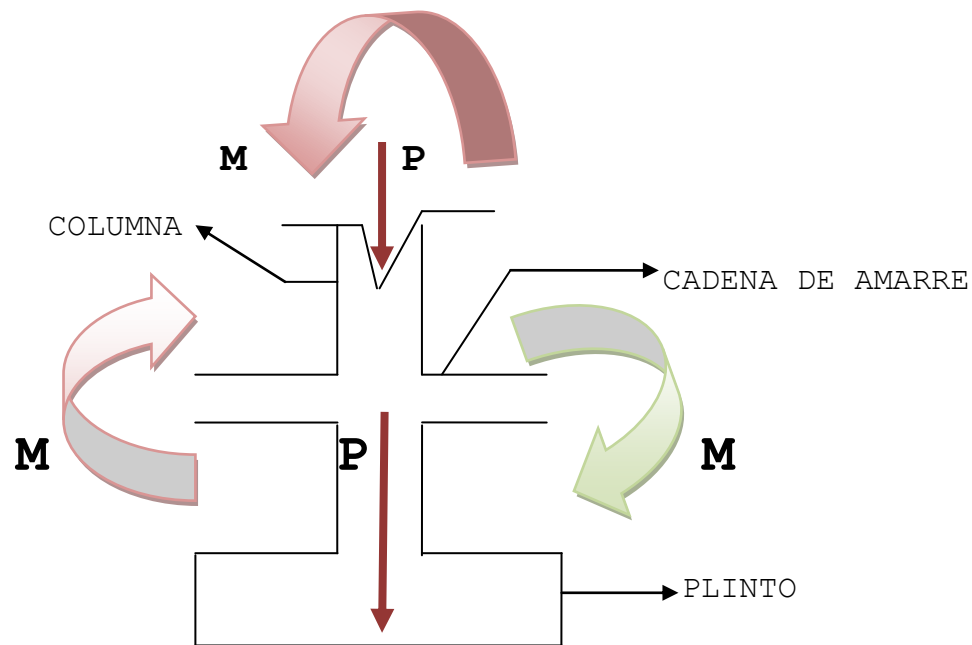


Fig.8.3.- Funcionamiento de un plinto con sus respectivas cadenas de amarre.

8.8.- El mayor valor de la deriva de piso en el sentido "X" fue de 0,00136(m) y en el sentido "Y" 0,001678(m), por lo que en ambos sentidos fueron menores que el límite que establece el C.E.C que es de 0,02(m) por lo tanto cumple con este requisito indispensable.

8.9.- Para el diseño de todas las escaleras, se escogió la geometría helicoidal básicamente por cuestión de espacio. En el ducto de la escalera "B" se observó en el plano arquitectónico que es un espacio interior en el que no pueden construirse paredes ni columnas para apoyar la escalera y sus vigas. El concepto de trabajo estructural de este tipo de elementos, considera apoyo en los extremos y por su geometría genera momentos torsores y flexionantes, para los cuales fue diseñado.

8.10.- Durante el proceso de ejecución del programa, este fue un poco lento y en nuestro caso quizás más de lo normal debido fundamentalmente a la configuración de la estructura, sin que por ello los resultados finales sean imprecisos; al contrario, son coherentes y están en función de las solicitudes al que el modelo estuvo sometido.

8.11.- De acuerdo a todo lo anteriormente mencionado, el programa ETABS V9 es de gran eficiencia en el análisis estructural; sin embargo, tiene limitaciones en el aspecto del diseño, por ejemplo, para el diseño de losas y cimentaciones es necesario respaldarse con otros programas, hojas electrónicas o proceder de forma manual. Así también en la distribución de refuerzos, longitudes de desarrollo y de traslapes, para ello existen programas más sofisticados y con mayor versatilidad en el diseño, no obstante su costo es elevado, pero los resultados son más confiables y optimizan el tiempo de trabajo.

8.12.- En base a los resultados obtenidos y su posterior y definitivo diseño, se puede confirmar que los programas computacionales constituyen una herramienta de gran ayuda, no solo en el cálculo estructural si no en todas las ramas de la Ingeniería. Su correcta y debida utilización mejorará el rendimiento del diseñador o consultor, haciendo que logre concluir sus proyectos en un tiempo menor al acordado. No obstante, la valiosa ayuda que la tecnología brinda, se debe tratar de estar al día sobre los principios teóricos básicos, debido a que los programas pueden tener ciertas limitaciones (como en el presente caso), lo que hace necesario optar por procedimientos alternativos, en los cuales es necesario su respectivo conocimiento. El profesional de la Ingeniería debe trabajar combinando razón y lógica evitando metodologías mecánicas. Además de lo anterior, debe procurar actualizarse permanentemente en los avances de los paquetes de software tratando en lo posible de aportar nuevas ideas basadas en la experiencia obtenida, para el mejoramiento y perfección de los mismos.

Finalmente, se puede sugerir que la Facultad estimule la elaboración de tesis y trabajos de titulación en base a programas computacionales, más que nada con el objetivo de que el alumno tome conciencia de la gran importancia del rol de la tecnología moderna y vaya de la mano con ella para obtener un magnífico desempeño en el altamente competitivo y exigente campo profesional.

ANEXO "A"

MEMORIA DE CÁLCULO

MEMORIA DE CALCULO

A.1.- REACCIONES DEL SUELO CALCULADAS MEDIANTE ETABS

A.1. 1) para el cálculo de plintos

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		1,6L+1,2D	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1036	UDCON2	2,33	4,88	395,26	-5,579	2,673	0,004
BASE	1041	UDCON2	0,88	-5,27	586,16	5,303	1,069	0,003
BASE	1042	UDCON2	-0,04	-3,22	503,21	3,187	-0,019	0,003
BASE	1043	UDCON2	-0,53	7,55	352,06	-8,488	-0,553	0,001
BASE	1053	UDCON2	3,13	7,78	294,81	-8,865	-0,327	-0,010
BASE	1054	UDCON2	-3,15	6,49	330,49	-7,356	-3,483	-0,007
BASE	1055	UDCON2	-1,07	3,29	272,81	-4,830	-0,879	0,122
BASE	1056	UDCON2	0,40	3,39	252,62	-7,757	-0,558	0,196
BASE	1057	UDCON2	6,10	1,38	202,30	0,214	7,214	0,001
BASE	1058	UDCON2	6,86	6,79	191,15	-1,785	8,090	-0,023
BASE	1065	UDCON2	1,10	-1,10	331,62	1,174	1,349	0,002
BASE	1069	UDCON2	0,13	2,95	263,04	-3,406	0,234	0,000
BASE	1070	UDCON2	6,18	21,00	200,51	-1,312	8,169	-0,011
BASE	1071	UDCON2	-0,80	-0,81	337,30	0,790	-0,784	0,000
BASE	1072	UDCON2	19,15	10,42	280,36	-9,980	1,713	-0,004
BASE	1073	UDCON2	21,61	29,11	223,82	-8,640	5,577	-0,002
BASE	1074	UDCON2	2,47	3,59	253,52	-7,701	-0,634	-0,189
BASE	1075	UDCON2	-0,91	5,73	308,28	-6,472	-0,984	0,006
BASE	1076	UDCON2	1,91	2,37	349,71	-2,814	2,144	0,008
BASE	1077	UDCON2	4,53	5,19	277,16	-6,633	0,732	-0,115
BASE	1078	UDCON2	-0,23	-0,59	344,36	0,491	-0,275	0,000
BASE	1079	UDCON2	-1,40	8,33	294,39	-10,215	-0,897	0,010
BASE	1080	UDCON2	-1,12	-0,47	339,89	0,357	-1,283	0,000

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load 1, 6L+1, 2D	FX T	FY T	FZ T	MX Tm	MY Tm	MZ Tm
BASE	1081	UDCON2	-7,88	7,37	273,86	-9,666	-3,604	-0,005
BASE	1082	UDCON2	1,00	-0,30	314,48	-0,367	1,027	0,008
BASE	1083	UDCON2	-1,08	6,60	270,11	-8,605	0,216	0,026
BASE	1084	UDCON2	-0,95	11,13	166,66	-0,984	-1,219	0,020
BASE	1085	UDCON2	-10,05	3,60	206,63	-5,525	-3,404	-0,084
BASE	1090	UDCON2	30,14	-22,31	237,69	6,449	7,949	-0,001
BASE	1091	UDCON2	19,51	-10,71	372,85	11,751	1,528	0,012
BASE	1092	UDCON2	-8,90	-11,62	379,08	12,787	-3,116	0,015
BASE	1093	UDCON2	-5,95	-11,42	344,49	12,497	-0,407	0,001
BASE	1094	UDCON2	-1,56	-11,45	339,44	12,479	-0,127	0,003
BASE	1095	UDCON2	-1,40	-11,34	340,24	12,262	-0,548	0,006
BASE	1096	UDCON2	0,57	-11,15	344,02	11,915	-0,124	0,004
BASE	1097	UDCON2	2,93	-11,08	362,62	11,743	0,222	0,002
BASE	1098	UDCON2	0,35	-11,16	381,66	11,827	0,813	-0,005
BASE	1099	UDCON2	-20,62	-10,94	356,42	11,500	-1,767	-0,004
BASE	1100	UDCON2	-26,99	-2,22	194,34	-0,431	-6,083	0,011
BASE	1111	UDCON2	10,20	1,00	328,73	-1,953	11,856	0,034
BASE	1121	UDCON2	-2,59	-15,40	87,99	1,542	-3,093	-0,025
BASE	1122	UDCON2	-0,27	-5,03	518,28	5,058	-0,261	0,002
BASE	1123	UDCON2	-0,14	-0,79	480,28	0,580	-0,146	0,007
BASE	1124	UDCON2	-0,12	1,68	470,84	-2,165	-0,139	0,006
BASE	1125	UDCON2	-0,14	3,90	480,10	-4,559	-0,173	0,002
BASE	1126	UDCON2	-0,22	4,95	480,44	-5,663	-0,280	0,000
BASE	1127	UDCON2	-0,57	6,50	424,20	-7,261	-0,701	0,000
BASE	1128	UDCON2	-5,85	-8,76	183,19	0,585	-6,715	0,068
BASE	1129	UDCON2	0,95	5,25	482,84	-5,531	1,170	0,006

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		1, 6L+1, 2D	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1143	UDCON2	-2,18	11,11	75,01	-1,738	-2,593	0,036
BASE	1253	UDCON2	11,99	-14,01	367,31	0,413	13,318	-0,040
BASE	1254	UDCON2	-8,62	-0,17	348,42	-0,456	-9,305	0,016
BASE	1255	UDCON2	0,33	-0,86	575,06	0,919	0,416	0,007
BASE	1256	UDCON2	-0,08	-0,70	476,33	0,711	-0,070	0,005
BASE	1257	UDCON2	0,00	-0,81	475,94	0,798	0,008	0,004
BASE	1258	UDCON2	0,01	-0,83	477,48	0,740	0,011	0,004
BASE	1259	UDCON2	0,08	-0,79	480,40	0,576	0,085	0,003
BASE	1260	UDCON2	0,06	-0,82	514,93	0,535	0,055	0,000
BASE	1261	UDCON2	0,01	-0,90	550,67	0,602	-0,011	-0,001
BASE	1262	UDCON2	-0,46	-0,89	529,31	0,603	-0,565	0,000
BASE	1265	UDCON2	0,73	-1,10	191,08	1,232	0,895	0,005
BASE	1271	UDCON2	-27,73	-7,61	150,41	1,510	-5,796	-0,053
BASE	1272	UDCON2	-2,72	4,60	111,61	-1,431	-1,904	0,008
BASE	1277	UDCON2	1,94	0,24	15,49	-0,002	-0,535	0,005
BASE	1278	UDCON2	-11,25	-1,27	91,23	0,283	-3,162	-0,002
Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		DEAD	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1036	DEAD	1,01	2,33	244,30	-2,662	1,179	0,002
BASE	1041	DEAD	0,33	-2,51	360,35	2,578	0,424	0,001
BASE	1042	DEAD	0,00	-1,41	303,40	1,475	0,025	0,002
BASE	1043	DEAD	-0,18	3,09	220,77	-3,458	-0,175	0,000
BASE	1053	DEAD	2,51	3,47	194,59	-3,858	-0,044	-0,008
BASE	1054	DEAD	-1,20	2,74	201,74	-3,106	-1,313	-0,005
BASE	1055	DEAD	-0,01	1,67	184,91	-2,462	-0,191	0,074
BASE	1056	DEAD	0,33	2,06	175,36	-4,657	-0,393	0,121

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		DEAD	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1057	DEAD	3,25	0,12	142,55	0,466	3,889	0,002
BASE	1058	DEAD	3,68	4,69	134,28	-1,432	4,385	-0,015
BASE	1065	DEAD	0,70	-0,66	216,52	0,717	0,865	0,001
BASE	1069	DEAD	-0,03	1,44	173,32	-1,667	0,035	-0,001
BASE	1070	DEAD	2,69	14,85	139,40	-1,646	3,792	-0,009
BASE	1071	DEAD	-0,29	0,02	214,49	-0,087	-0,243	-0,001
BASE	1072	DEAD	12,44	4,93	184,77	-4,387	1,425	-0,005
BASE	1073	DEAD	13,56	19,02	152,82	-4,755	3,213	-0,003
BASE	1074	DEAD	1,22	2,15	175,92	-4,654	-0,359	-0,115
BASE	1075	DEAD	-0,34	2,36	196,38	-2,658	-0,354	0,004
BASE	1076	DEAD	0,72	1,05	217,10	-1,257	0,809	0,006
BASE	1077	DEAD	2,14	2,46	187,18	-3,245	0,167	-0,071
BASE	1078	DEAD	-0,11	-0,06	213,05	-0,022	-0,128	0,001
BASE	1079	DEAD	-0,29	3,60	195,30	-4,464	-0,221	0,007
BASE	1080	DEAD	-0,34	-0,05	216,61	-0,036	-0,404	0,001
BASE	1081	DEAD	-3,84	3,52	187,78	-4,680	-1,747	-0,002
BASE	1082	DEAD	0,14	-0,04	205,36	-0,348	0,099	0,006
BASE	1083	DEAD	-1,30	3,17	189,21	-4,347	-0,237	0,019
BASE	1084	DEAD	-0,52	7,19	109,23	-0,824	-0,666	0,014
BASE	1085	DEAD	-7,23	1,34	141,08	-2,607	-1,980	-0,056
BASE	1090	DEAD	19,71	-15,01	168,34	3,822	4,657	-0,001
BASE	1091	DEAD	13,53	-4,51	247,02	5,104	1,408	0,007
BASE	1092	DEAD	-4,49	-5,03	249,20	5,711	-1,701	0,008
BASE	1093	DEAD	-2,95	-4,92	227,42	5,561	-0,073	0,000
BASE	1094	DEAD	-0,57	-4,94	224,28	5,576	0,006	0,001
BASE	1095	DEAD	-0,81	-4,88	224,81	5,448	-0,332	0,004
BASE	1096	DEAD	0,11	-4,76	227,25	5,219	-0,130	0,003

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		DEAD	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1097	DEAD	1,17	-4,71	238,70	5,092	0,003	0,002
BASE	1098	DEAD	-0,76	-4,75	249,82	5,106	0,261	-0,002
BASE	1099	DEAD	-13,65	-4,63	235,18	4,926	-1,341	-0,002
BASE	1100	DEAD	-17,57	-0,84	135,30	-0,695	-3,851	0,009
BASE	1111	DEAD	4,73	-1,31	227,66	-0,626	5,806	0,018
BASE	1121	DEAD	-0,92	-10,78	58,75	1,284	-1,146	-0,017
BASE	1122	DEAD	-0,11	-2,10	310,19	2,178	-0,085	0,000
BASE	1123	DEAD	-0,05	-0,40	290,98	0,366	-0,049	0,004
BASE	1124	DEAD	-0,03	0,64	286,54	-0,838	-0,042	0,005
BASE	1125	DEAD	-0,05	1,59	296,81	-1,901	-0,064	0,002
BASE	1126	DEAD	-0,09	2,03	299,85	-2,384	-0,123	0,001
BASE	1127	DEAD	-0,38	2,78	264,10	-3,178	-0,466	0,001
BASE	1128	DEAD	-2,62	-6,57	121,30	0,758	-3,042	0,045
BASE	1129	DEAD	0,62	2,02	302,86	-2,108	0,768	0,003
BASE	1143	DEAD	-0,77	7,72	49,18	-1,164	-0,971	0,025
BASE	1253	DEAD	5,19	-10,82	250,68	0,815	6,044	-0,030
BASE	1254	DEAD	-3,74	-0,13	232,14	-0,175	-4,187	0,012
BASE	1255	DEAD	0,22	-0,67	351,73	0,785	0,293	0,004
BASE	1256	DEAD	-0,05	-0,60	288,03	0,701	-0,035	0,003
BASE	1257	DEAD	0,01	-0,65	287,66	0,748	0,023	0,002
BASE	1258	DEAD	0,01	-0,63	288,53	0,681	0,009	0,003
BASE	1259	DEAD	0,04	-0,57	290,49	0,531	0,044	0,002
BASE	1260	DEAD	0,04	-0,55	313,97	0,459	0,031	0,001
BASE	1261	DEAD	0,00	-0,57	335,60	0,458	-0,015	0,000
BASE	1262	DEAD	-0,31	-0,54	322,29	0,413	-0,380	0,001

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		DEAD	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1265	DEAD	0,47	-0,69	104,96	0,830	0,584	0,002
BASE	1271	DEAD	-17,91	-5,48	110,94	1,206	-3,919	-0,035
BASE	1272	DEAD	-2,06	3,44	84,67	-1,020	-1,357	0,007
BASE	1277	DEAD	1,55	0,19	12,95	-0,004	-0,334	0,003
BASE	1278	DEAD	-6,57	-0,73	61,86	0,142	-1,719	-0,002
Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		LIVE	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1036	LIVE	0,70	1,31	63,81	-1,491	0,786	0,001
BASE	1041	LIVE	0,31	-1,41	96,09	1,381	0,350	0,001
BASE	1042	LIVE	-0,03	-0,95	86,96	0,886	-0,031	0,001
BASE	1043	LIVE	-0,19	2,40	54,47	-2,711	-0,214	0,000
BASE	1053	LIVE	0,08	2,26	38,31	-2,647	-0,171	-0,001
BASE	1054	LIVE	-1,07	2,00	55,25	-2,268	-1,192	-0,001
BASE	1055	LIVE	-0,66	0,80	31,83	-1,173	-0,406	0,021
BASE	1056	LIVE	0,00	0,57	26,37	-1,355	-0,054	0,032
BASE	1057	LIVE	1,38	0,77	19,53	-0,216	1,592	-0,001
BASE	1058	LIVE	1,53	0,72	18,75	-0,042	1,768	-0,003
BASE	1065	LIVE	0,17	-0,19	44,87	0,196	0,194	0,001
BASE	1069	LIVE	0,10	0,76	34,41	-0,879	0,120	0,001
BASE	1070	LIVE	1,84	1,98	20,77	0,414	2,262	0,000
BASE	1071	LIVE	-0,28	-0,52	49,94	0,559	-0,308	0,001
BASE	1072	LIVE	2,63	2,82	36,65	-2,947	0,002	0,001
BASE	1073	LIVE	3,34	3,93	25,27	-1,833	1,076	0,001
BASE	1074	LIVE	0,63	0,63	26,51	-1,323	-0,127	-0,032

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		LIVE	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1075	LIVE	-0,32	1,81	45,39	-2,052	-0,350	0,001
BASE	1076	LIVE	0,66	0,69	55,74	-0,816	0,733	0,001
BASE	1077	LIVE	1,23	1,40	32,84	-1,712	0,332	-0,019
BASE	1078	LIVE	-0,06	-0,33	55,44	0,324	-0,076	0,000
BASE	1079	LIVE	-0,66	2,51	37,52	-3,036	-0,395	0,001
BASE	1080	LIVE	-0,44	-0,26	49,98	0,250	-0,499	0,000
BASE	1081	LIVE	-2,04	1,97	30,33	-2,531	-0,942	-0,001
BASE	1082	LIVE	0,52	-0,16	42,53	0,032	0,568	0,000
BASE	1083	LIVE	0,30	1,75	26,91	-2,118	0,313	0,002
BASE	1084	LIVE	-0,20	1,57	22,24	0,003	-0,262	0,002
BASE	1085	LIVE	-0,86	1,25	23,33	-1,498	-0,642	-0,011
BASE	1090	LIVE	4,05	-2,68	22,30	1,164	1,475	0,000
BASE	1091	LIVE	2,04	-3,31	47,77	3,516	-0,101	0,002
BASE	1092	LIVE	-2,20	-3,49	50,03	3,709	-0,672	0,003
BASE	1093	LIVE	-1,51	-3,45	44,74	3,640	-0,200	0,001
BASE	1094	LIVE	-0,54	-3,45	43,94	3,618	-0,084	0,001
BASE	1095	LIVE	-0,27	-3,43	44,04	3,578	-0,094	0,001
BASE	1096	LIVE	0,27	-3,40	44,58	3,532	0,020	0,000
BASE	1097	LIVE	0,95	-3,39	47,61	3,520	0,136	0,000
BASE	1098	LIVE	0,78	-3,42	51,17	3,562	0,312	-0,002
BASE	1099	LIVE	-2,65	-3,36	46,37	3,493	-0,098	-0,001
BASE	1100	LIVE	-3,69	-0,76	19,99	0,252	-0,914	0,000
BASE	1111	LIVE	2,83	1,61	34,71	-0,751	3,055	0,008
BASE	1121	LIVE	-0,93	-1,54	10,93	0,001	-1,074	-0,003
BASE	1122	LIVE	-0,09	-1,57	91,28	1,528	-0,100	0,001
BASE	1123	LIVE	-0,05	-0,19	81,94	0,088	-0,055	0,001

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		LIVE	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1124	LIVE	-0,05	0,57	79,37	-0,725	-0,056	0,001
BASE	1125	LIVE	-0,05	1,25	77,45	-1,424	-0,060	0,000
BASE	1126	LIVE	-0,07	1,57	75,39	-1,751	-0,083	-0,001
BASE	1127	LIVE	-0,07	1,98	67,05	-2,155	-0,088	-0,001
BASE	1128	LIVE	-1,69	-0,55	23,52	-0,203	-1,916	0,009
BASE	1129	LIVE	0,13	1,77	74,63	-1,876	0,156	0,001
BASE	1143	LIVE	-0,79	1,16	10,00	-0,213	-0,892	0,004
BASE	1253	LIVE	3,60	-0,64	41,56	-0,353	3,791	-0,002
BASE	1254	LIVE	-2,58	-0,01	43,65	-0,154	-2,676	0,001
BASE	1255	LIVE	0,03	-0,03	95,62	-0,015	0,040	0,001
BASE	1256	LIVE	-0,01	0,01	81,69	-0,081	-0,017	0,001
BASE	1257	LIVE	-0,01	-0,02	81,71	-0,062	-0,012	0,001
BASE	1258	LIVE	0,00	-0,05	82,03	-0,048	0,000	0,000
BASE	1259	LIVE	0,02	-0,07	82,39	-0,038	0,020	0,000
BASE	1260	LIVE	0,01	-0,10	86,35	-0,010	0,011	0,000
BASE	1261	LIVE	0,00	-0,13	92,47	0,033	0,004	-0,001
BASE	1262	LIVE	-0,06	-0,15	89,10	0,068	-0,068	-0,001
BASE	1265	LIVE	0,11	-0,17	40,70	0,147	0,122	0,001
BASE	1271	LIVE	-3,90	-0,65	10,81	0,039	-0,683	-0,007
BASE	1272	LIVE	-0,15	0,30	6,26	-0,129	-0,173	0,000
BASE	1277	LIVE	0,05	0,01	-0,03	0,002	-0,084	0,001
BASE	1278	LIVE	-2,11	-0,25	10,62	0,070	-0,687	0,000

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load EX	FX T	FY T	FZ T	MX Tm	MY Tm	MZ Tm
BASE	1036	EXYZ	0,10	0,15	22,04	0,316	0,270	0,007
BASE	1041	EXYZ	0,10	0,29	6,97	0,918	0,216	0,013
BASE	1042	EXYZ	0,20	0,60	1,30	1,707	0,374	0,019
BASE	1043	EXYZ	0,16	0,22	2,91	0,524	0,279	0,015
BASE	1053	EXYZ	42,84	4,89	6,07	1,277	12,065	0,007
BASE	1054	EXYZ	0,24	0,17	4,26	0,371	0,396	0,005
BASE	1055	EXYZ	42,86	5,16	4,15	1,573	11,917	0,010
BASE	1056	EXYZ	43,04	4,97	4,25	1,359	12,268	0,025
BASE	1057	EXYZ	0,36	8,39	17,14	2,306	0,348	0,060
BASE	1058	EXYZ	0,11	8,30	18,18	2,694	0,315	0,037
BASE	1065	EXYZ	0,06	0,08	12,10	0,177	0,070	0,009
BASE	1069	EXYZ	0,11	0,09	2,26	0,229	0,281	0,009
BASE	1070	EXYZ	0,78	7,17	33,88	2,636	0,890	0,019
BASE	1071	EXYZ	0,18	0,10	2,91	0,203	0,359	0,008
BASE	1072	EXYZ	35,18	4,11	10,93	1,261	10,655	0,013
BASE	1073	EXYZ	18,05	7,53	66,66	2,299	6,724	0,017
BASE	1074	EXYZ	42,69	4,90	4,69	1,376	12,165	0,017
BASE	1075	EXYZ	0,19	0,30	2,87	0,687	0,330	0,014
BASE	1076	EXYZ	0,27	0,49	3,24	0,968	0,470	0,006
BASE	1077	EXYZ	41,48	4,40	6,18	1,349	11,948	0,006
BASE	1078	EXYZ	0,30	0,48	3,91	0,952	0,534	0,012
BASE	1079	EXYZ	40,04	4,39	9,39	1,355	11,233	0,005
BASE	1080	EXYZ	0,31	0,43	4,68	0,887	0,559	0,005
BASE	1081	EXYZ	42,30	4,77	10,31	1,413	11,920	0,014
BASE	1082	EXYZ	0,44	0,88	3,54	2,368	0,819	0,019
BASE	1083	EXYZ	38,78	3,86	19,15	2,490	12,221	0,008
BASE	1084	EXYZ	0,62	14,50	28,04	6,273	1,262	0,060

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load EX	FX T	FY T	FZ T	MX Tm	MY Tm	MZ Tm
BASE	1085	EXYZ	21,36	2,28	43,06	2,303	7,956	0,046
BASE	1090	EXYZ	23,41	7,49	70,07	3,244	8,284	0,018
BASE	1091	EXYZ	45,18	0,42	8,95	1,182	13,097	0,018
BASE	1092	EXYZ	53,25	0,60	5,45	1,604	14,814	0,017
BASE	1093	EXYZ	53,81	0,67	3,83	1,952	14,590	0,018
BASE	1094	EXYZ	54,15	0,70	2,55	2,328	14,872	0,019
BASE	1095	EXYZ	53,57	0,72	2,20	2,683	14,715	0,018
BASE	1096	EXYZ	51,83	0,68	3,32	2,874	14,318	0,013
BASE	1097	EXYZ	49,39	0,56	5,05	2,825	13,570	0,009
BASE	1098	EXYZ	47,46	0,48	7,86	2,660	13,416	0,008
BASE	1099	EXYZ	38,93	0,71	15,59	2,778	11,473	0,012
BASE	1100	EXYZ	19,37	9,59	48,48	6,244	7,263	0,047
BASE	1111	EXYZ	0,91	12,36	25,89	4,884	1,570	0,122
BASE	1121	EXYZ	0,30	17,27	50,51	4,721	0,081	0,031
BASE	1122	EXYZ	0,16	0,39	4,26	1,202	0,315	0,016
BASE	1123	EXYZ	0,23	0,77	0,81	2,161	0,419	0,018
BASE	1124	EXYZ	0,25	0,85	1,32	2,438	0,450	0,012
BASE	1125	EXYZ	0,26	0,78	4,34	2,407	0,469	0,007
BASE	1126	EXYZ	0,26	0,68	5,65	2,269	0,486	0,008
BASE	1127	EXYZ	0,28	0,78	8,67	2,281	0,520	0,013
BASE	1128	EXYZ	0,45	20,36	21,76	9,031	0,858	0,078
BASE	1129	EXYZ	0,11	0,28	13,96	0,617	0,088	0,014
BASE	1143	EXYZ	0,10	10,45	39,47	3,688	0,162	0,040
BASE	1253	EXYZ	0,64	13,95	18,79	6,190	0,916	0,166
BASE	1254	EXYZ	1,21	2,42	38,42	5,042	0,982	0,099
BASE	1255	EXYZ	0,34	0,45	11,79	1,127	0,557	0,018
BASE	1256	EXYZ	0,28	0,55	1,11	1,435	0,509	0,018

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		EX	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1257	EXYZ	0,34	0,65	0,24	1,787	0,596	0,019
BASE	1258	EXYZ	0,35	0,75	0,28	2,131	0,613	0,017
BASE	1259	EXYZ	0,36	0,79	0,58	2,346	0,613	0,013
BASE	1260	EXYZ	0,34	0,74	2,36	2,350	0,585	0,009
BASE	1261	EXYZ	0,33	0,69	0,60	2,262	0,564	0,007
BASE	1262	EXYZ	0,14	0,87	9,36	2,364	0,313	0,009
BASE	1265	EXYZ	0,26	0,55	0,69	0,939	0,172	0,018
BASE	1271	EXYZ	16,71	4,92	75,69	2,603	8,160	0,106
BASE	1272	EXYZ	9,10	10,27	83,91	4,057	5,099	0,074
BASE	1277	EXYZ	4,74	0,56	21,59	0,374	3,312	0,019
BASE	1278	EXYZ	15,34	1,58	9,23	0,354	3,939	0,014

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		EY	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1036	EXYZW	0,16	1,59	3,84	3,408	0,320	0,054
BASE	1041	EXYZW	0,06	2,53	15,38	8,771	0,052	0,076
BASE	1042	EXYZW	0,04	4,07	9,62	13,143	0,097	0,056
BASE	1043	EXYZW	0,51	1,55	3,12	4,060	0,722	0,045
BASE	1053	EXYZW	70,78	9,50	22,93	7,670	16,616	0,056
BASE	1054	EXYZW	0,37	1,74	30,25	3,856	0,589	0,035
BASE	1055	EXYZW	54,45	7,31	24,76	7,696	11,501	0,079
BASE	1056	EXYZW	38,20	5,96	20,06	10,044	7,318	0,158
BASE	1057	EXYZW	0,11	83,03	11,47	23,328	0,216	0,020
BASE	1058	EXYZW	0,35	77,23	2,26	23,135	0,554	0,045
BASE	1065	EXYZW	0,06	1,04	19,74	2,326	0,163	0,054
BASE	1069	EXYZW	0,16	1,09	10,97	2,654	0,257	0,057
BASE	1070	EXYZW	4,06	70,13	25,10	24,509	0,555	0,079

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load EY	FX T	FY T	FZ T	MX Tm	MY Tm	MZ Tm
BASE	1071	EXYZW	0,27	1,27	5,21	2,628	0,456	0,063
BASE	1072	EXYZW	68,49	9,55	54,04	6,976	16,598	0,069
BASE	1073	EXYZW	33,10	54,44	189,84	17,311	8,732	0,082
BASE	1074	EXYZW	26,46	4,81	17,97	10,906	5,409	0,043
BASE	1075	EXYZW	0,35	1,90	1,18	4,726	0,444	0,028
BASE	1076	EXYZW	0,10	3,04	6,15	6,146	0,227	0,016
BASE	1077	EXYZW	18,34	4,41	20,59	10,938	4,189	0,043
BASE	1078	EXYZW	0,16	3,13	8,63	6,142	0,381	0,025
BASE	1079	EXYZW	15,94	3,03	23,83	10,276	4,310	0,018
BASE	1080	EXYZW	0,34	2,82	18,43	5,596	0,625	0,031
BASE	1081	EXYZW	22,57	2,10	21,97	9,623	6,555	0,065
BASE	1082	EXYZW	0,34	4,34	7,71	12,401	1,251	0,090
BASE	1083	EXYZW	26,52	2,71	41,32	15,750	8,494	0,067
BASE	1084	EXYZW	1,37	59,62	133,78	27,069	2,291	0,186
BASE	1085	EXYZW	16,93	2,86	67,04	12,528	5,993	0,258
BASE	1090	EXYZW	38,33	70,47	230,92	27,079	10,202	0,134
BASE	1091	EXYZW	70,88	3,38	44,99	9,931	17,846	0,088
BASE	1092	EXYZW	76,12	2,05	22,92	10,733	18,118	0,117
BASE	1093	EXYZW	58,58	2,27	28,27	13,114	12,834	0,084
BASE	1094	EXYZW	40,84	2,95	27,03	15,701	9,440	0,065
BASE	1095	EXYZW	24,63	3,68	25,26	17,790	5,781	0,037
BASE	1096	EXYZW	10,76	4,16	24,02	18,834	2,654	0,014
BASE	1097	EXYZW	16,67	4,28	23,18	18,659	3,637	0,037
BASE	1098	EXYZW	33,19	4,17	18,09	17,428	8,773	0,078
BASE	1099	EXYZW	26,93	4,36	60,30	16,023	9,016	0,079
BASE	1100	EXYZW	17,44	39,30	194,56	26,985	5,664	0,228

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load EY	FX T	FY T	FZ T	MX Tm	MY Tm	MZ Tm
BASE	1111	EXYZW	0,22	112,78	24,19	42,706	0,499	1,033
BASE	1121	EXYZW	0,15	69,27	203,96	20,941	0,283	0,043
BASE	1122	EXYZW	0,03	2,83	32,91	10,487	0,062	0,068
BASE	1123	EXYZW	0,03	4,93	5,42	15,033	0,102	0,033
BASE	1124	EXYZW	0,06	5,24	2,23	15,783	0,154	0,013
BASE	1125	EXYZW	0,10	5,23	5,70	15,506	0,227	0,036
BASE	1126	EXYZW	0,12	4,92	17,76	14,419	0,275	0,061
BASE	1127	EXYZW	0,13	4,18	11,18	12,316	0,295	0,081
BASE	1128	EXYZW	0,09	85,47	44,18	37,164	0,428	0,035
BASE	1129	EXYZW	0,03	3,14	23,95	7,743	0,067	0,095
BASE	1143	EXYZW	0,16	39,60	145,64	16,188	0,489	0,053
BASE	1253	EXYZW	1,20	133,69	30,34	50,855	3,833	0,397
BASE	1254	EXYZW	0,17	7,65	4,72	21,101	0,324	0,532
BASE	1255	EXYZW	0,24	2,62	2,55	8,829	0,494	0,082
BASE	1256	EXYZW	0,20	3,12	2,50	10,856	0,416	0,069
BASE	1257	EXYZW	0,16	3,89	2,81	12,964	0,328	0,050
BASE	1258	EXYZW	0,11	4,59	2,84	14,608	0,232	0,027
BASE	1259	EXYZW	0,06	5,00	2,33	15,417	0,134	0,014
BASE	1260	EXYZW	0,03	4,99	1,60	15,179	0,055	0,036
BASE	1261	EXYZW	0,04	4,74	1,01	14,120	0,058	0,062
BASE	1262	EXYZW	0,03	4,67	0,80	12,869	0,070	0,076
BASE	1265	EXYZW	0,29	1,00	0,30	5,644	0,583	0,090
BASE	1271	EXYZW	24,93	14,25	25,22	7,683	6,708	0,344
BASE	1272	EXYZW	3,54	18,18	65,28	8,289	2,729	0,370
BASE	1277	EXYZW	1,74	0,86	5,48	1,657	1,112	0,187
BASE	1278	EXYZW	18,34	1,16	35,44	1,388	2,556	0,051

MEMORIA DE CALCULO

A.1.2) Para el diseño de cadenas de amarre

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		1,2D+L+/- (EX)	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1036	UDCON3 MAX	2,01	4,25	379,01	-4,369	2,472	0,010
BASE	1036	UDCON3 MIN	1,81	3,95	334,94	-5,001	1,931	-0,003
BASE	1041	UDCON3 MAX	0,80	-4,13	535,47	5,393	1,074	0,015
BASE	1041	UDCON3 MIN	0,60	-4,71	521,53	3,557	0,643	-0,010
BASE	1042	UDCON3 MAX	0,17	-2,05	452,33	4,363	0,373	0,021
BASE	1042	UDCON3 MIN	-0,23	-3,25	449,74	0,948	-0,375	-0,016
BASE	1043	UDCON3 MAX	-0,26	6,33	322,29	-6,337	-0,145	0,016
BASE	1043	UDCON3 MIN	-0,57	5,88	316,48	-7,386	-0,703	-0,015
BASE	1053	UDCON3 MAX	45,93	11,31	277,89	-5,999	11,841	-0,003
BASE	1053	UDCON3 MIN	-39,76	1,54	265,76	-8,554	-12,289	-0,016
BASE	1054	UDCON3 MAX	-2,27	5,46	301,60	-5,624	-2,372	-0,002
BASE	1054	UDCON3 MIN	-2,76	5,11	293,07	-6,366	-3,164	-0,012
BASE	1055	UDCON3 MAX	42,19	7,97	257,87	-2,554	11,282	0,119
BASE	1055	UDCON3 MIN	-43,53	-2,35	249,56	-5,700	-12,552	0,100
BASE	1056	UDCON3 MAX	43,43	8,01	241,04	-5,584	11,742	0,202
BASE	1056	UDCON3 MIN	-42,64	-1,93	232,55	-8,303	-12,794	0,152
BASE	1057	UDCON3 MAX	5,63	9,31	207,72	2,650	6,607	0,062
BASE	1057	UDCON3 MIN	4,91	-7,47	173,45	-1,962	5,911	-0,058
BASE	1058	UDCON3 MAX	6,06	14,66	198,07	0,934	7,345	0,016
BASE	1058	UDCON3 MIN	5,83	-1,95	161,72	-4,454	6,715	-0,057
BASE	1065	UDCON3 MAX	1,06	-0,91	316,79	1,233	1,303	0,011
BASE	1065	UDCON3 MIN	0,95	-1,07	292,60	0,879	1,162	-0,007
BASE	1069	UDCON3 MAX	0,18	2,58	244,65	-2,650	0,443	0,008
BASE	1069	UDCON3 MIN	-0,04	2,41	240,14	-3,107	-0,119	-0,009

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		1,2D+L+/- (EX)	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1070	UDCON3 MAX	5,86	26,98	221,93	1,075	7,702	0,008
BASE	1070	UDCON3 MIN	4,29	12,64	154,17	-4,197	5,922	-0,029
BASE	1071	UDCON3 MAX	-0,45	-0,40	310,24	0,657	-0,240	0,008
BASE	1071	UDCON3 MIN	-0,80	-0,60	304,42	0,252	-0,959	-0,008
BASE	1072	UDCON3 MAX	52,75	12,84	269,30	-6,951	12,367	0,008
BASE	1072	UDCON3 MIN	-17,62	4,63	247,44	-9,473	-8,943	-0,017
BASE	1073	UDCON3 MAX	37,65	34,29	275,32	-5,240	11,655	0,014
BASE	1073	UDCON3 MIN	1,56	19,23	142,00	-9,839	-1,793	-0,019
BASE	1074	UDCON3 MAX	44,79	8,12	242,30	-5,532	11,607	-0,154
BASE	1074	UDCON3 MIN	-40,60	-1,69	232,92	-8,284	-12,724	-0,187
BASE	1075	UDCON3 MAX	-0,54	4,94	283,92	-4,554	-0,444	0,019
BASE	1075	UDCON3 MIN	-0,91	4,34	278,18	-5,928	-1,105	-0,009
BASE	1076	UDCON3 MAX	1,79	2,45	319,51	-1,356	2,175	0,013
BASE	1076	UDCON3 MIN	1,25	1,47	313,02	-3,293	1,234	0,002
BASE	1077	UDCON3 MAX	45,27	8,76	263,64	-4,257	12,480	-0,098
BASE	1077	UDCON3 MIN	-37,69	-0,05	251,27	-6,955	-11,416	-0,109
BASE	1078	UDCON3 MAX	0,11	0,08	315,00	1,249	0,305	0,013
BASE	1078	UDCON3 MIN	-0,49	-0,88	307,19	-0,656	-0,764	-0,012
BASE	1079	UDCON3 MAX	39,03	11,21	281,27	-7,039	10,573	0,015
BASE	1079	UDCON3 MIN	-41,05	2,43	262,49	-9,748	-11,894	0,005
BASE	1080	UDCON3 MAX	-0,55	0,11	314,58	1,094	-0,425	0,005
BASE	1080	UDCON3 MIN	-1,16	-0,75	305,23	-0,680	-1,542	-0,004
BASE	1081	UDCON3 MAX	35,65	10,96	265,97	-6,735	8,881	0,010
BASE	1081	UDCON3 MIN	-48,96	1,42	245,36	-9,560	-14,959	-0,018
BASE	1082	UDCON3 MAX	1,13	0,68	292,50	1,982	1,506	0,027
BASE	1082	UDCON3 MIN	0,24	-1,09	285,42	-2,754	-0,133	-0,012
BASE	1083	UDCON3 MAX	37,52	9,41	273,11	-4,844	12,249	0,033

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		1,2D+L+/- (EX)	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1083	UDCON3 MIN	-40,04	1,69	234,82	-9,824	-12,192	0,016
BASE	1084	UDCON3 MAX	-0,21	24,69	181,35	5,288	0,200	0,079
BASE	1084	UDCON3 MIN	-1,45	-4,31	125,27	-7,259	-2,324	-0,041
BASE	1085	UDCON3 MAX	11,82	5,14	235,69	-2,323	4,937	-0,032
BASE	1085	UDCON3 MIN	-30,89	0,57	149,57	-6,930	-10,974	-0,123
BASE	1090	UDCON3 MAX	51,11	-13,21	294,38	8,995	15,347	0,016
BASE	1090	UDCON3 MIN	4,30	-28,18	154,24	2,507	-1,220	-0,019
BASE	1091	UDCON3 MAX	63,46	-8,30	353,13	10,824	14,685	0,029
BASE	1091	UDCON3 MIN	-26,89	-9,15	335,24	8,459	-11,508	-0,008
BASE	1092	UDCON3 MAX	45,67	-8,93	354,51	12,165	12,101	0,030
BASE	1092	UDCON3 MIN	-60,84	-10,13	343,62	8,958	-17,527	-0,004
BASE	1093	UDCON3 MAX	48,76	-8,68	321,47	12,266	14,303	0,018
BASE	1093	UDCON3 MIN	-58,86	-10,02	313,81	8,361	-14,878	-0,017
BASE	1094	UDCON3 MAX	52,92	-8,68	315,63	12,636	14,796	0,022
BASE	1094	UDCON3 MIN	-55,39	-10,08	310,53	7,981	-14,949	-0,017
BASE	1095	UDCON3 MAX	52,33	-8,56	316,01	12,799	14,223	0,023
BASE	1095	UDCON3 MIN	-54,81	-10,01	311,61	7,432	-15,207	-0,012
BASE	1096	UDCON3 MAX	52,23	-8,43	320,59	12,669	14,182	0,017
BASE	1096	UDCON3 MIN	-51,43	-9,79	313,96	6,922	-14,454	-0,010
BASE	1097	UDCON3 MAX	51,75	-8,48	339,10	12,456	13,710	0,011
BASE	1097	UDCON3 MIN	-47,03	-9,60	329,01	6,806	-13,430	-0,007
BASE	1098	UDCON3 MAX	47,34	-8,64	358,81	12,350	14,042	0,004
BASE	1098	UDCON3 MIN	-47,59	-9,59	343,10	7,030	-12,790	-0,012
BASE	1099	UDCON3 MAX	19,90	-8,21	344,18	12,183	9,765	0,009
BASE	1099	UDCON3 MIN	-57,96	-9,63	313,00	6,626	-13,181	-0,016
BASE	1100	UDCON3 MAX	-5,41	7,83	230,83	5,662	1,728	0,058
BASE	1100	UDCON3 MIN	-44,14	-11,36	133,86	-6,825	-12,797	-0,037

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		1,2D+L+/- (EX)	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1111	UDCON3 MAX	9,41	12,40	333,79	3,382	11,593	0,152
BASE	1111	UDCON3 MIN	7,59	-12,33	282,02	-6,386	8,453	-0,093
BASE	1121	UDCON3 MAX	-1,73	2,80	131,95	6,263	-2,367	0,008
BASE	1121	UDCON3 MIN	-2,33	-31,75	30,92	-3,180	-2,530	-0,054
BASE	1122	UDCON3 MAX	-0,06	-3,70	467,77	5,343	0,114	0,017
BASE	1122	UDCON3 MIN	-0,38	-4,48	459,25	2,940	-0,517	-0,014
BASE	1123	UDCON3 MAX	0,12	0,10	431,94	2,688	0,305	0,024
BASE	1123	UDCON3 MIN	-0,34	-1,44	430,31	-1,634	-0,532	-0,011
BASE	1124	UDCON3 MAX	0,16	2,18	424,54	0,707	0,345	0,018
BASE	1124	UDCON3 MIN	-0,34	0,49	421,90	-4,168	-0,556	-0,006
BASE	1125	UDCON3 MAX	0,15	3,93	437,97	-1,298	0,332	0,009
BASE	1125	UDCON3 MIN	-0,36	2,38	429,28	-6,112	-0,606	-0,006
BASE	1126	UDCON3 MAX	0,08	4,69	440,85	-2,343	0,256	0,008
BASE	1126	UDCON3 MIN	-0,44	3,33	429,56	-6,881	-0,716	-0,008
BASE	1127	UDCON3 MAX	-0,25	6,09	392,64	-3,687	-0,128	0,014
BASE	1127	UDCON3 MIN	-0,81	4,54	375,30	-8,249	-1,167	-0,012
BASE	1128	UDCON3 MAX	-4,38	11,93	190,83	9,738	-4,707	0,141
BASE	1128	UDCON3 MIN	-5,28	-28,79	147,32	-8,324	-6,424	-0,015
BASE	1129	UDCON3 MAX	0,98	4,47	452,02	-3,788	1,165	0,019
BASE	1129	UDCON3 MIN	0,76	3,91	424,10	-5,023	0,988	-0,010
BASE	1143	UDCON3 MAX	-1,61	20,87	108,48	2,077	-1,896	0,073
BASE	1143	UDCON3 MIN	-1,81	-0,03	29,55	-5,298	-2,220	-0,006
BASE	1253	UDCON3 MAX	10,47	0,33	361,17	6,815	11,959	0,127
BASE	1253	UDCON3 MIN	9,19	-27,58	323,59	-5,565	10,128	-0,204
BASE	1254	UDCON3 MAX	-5,86	2,25	360,64	4,678	-6,718	0,114
BASE	1254	UDCON3 MIN	-8,28	-2,59	283,81	-5,407	-8,682	-0,083
BASE	1255	UDCON3 MAX	0,65	-0,39	529,49	2,054	0,948	0,024

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		1,2D+L+/- (EX)	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1255	UDCON3 MIN	-0,04	-1,28	505,90	-0,199	-0,165	-0,011
BASE	1256	UDCON3 MAX	0,21	-0,15	428,43	2,195	0,449	0,022
BASE	1256	UDCON3 MIN	-0,35	-1,26	426,21	-0,676	-0,568	-0,014
BASE	1257	UDCON3 MAX	0,35	-0,14	427,15	2,622	0,611	0,022
BASE	1257	UDCON3 MIN	-0,34	-1,45	426,67	-0,952	-0,580	-0,015
BASE	1258	UDCON3 MAX	0,36	-0,05	428,55	2,900	0,624	0,021
BASE	1258	UDCON3 MIN	-0,34	-1,55	427,99	-1,362	-0,602	-0,013
BASE	1259	UDCON3 MAX	0,43	0,04	431,55	2,945	0,686	0,016
BASE	1259	UDCON3 MIN	-0,28	-1,54	430,39	-1,748	-0,540	-0,010
BASE	1260	UDCON3 MAX	0,39	-0,03	465,48	2,891	0,633	0,009
BASE	1260	UDCON3 MIN	-0,28	-1,50	460,76	-1,809	-0,537	-0,008
BASE	1261	UDCON3 MAX	0,34	-0,13	495,79	2,844	0,550	0,006
BASE	1261	UDCON3 MIN	-0,32	-1,51	494,59	-1,680	-0,577	-0,008
BASE	1262	UDCON3 MAX	-0,29	0,07	485,21	2,927	-0,211	0,009
BASE	1262	UDCON3 MIN	-0,57	-1,66	466,49	-1,801	-0,837	-0,009
BASE	1265	UDCON3 MAX	0,93	-0,45	167,35	2,083	0,994	0,022
BASE	1265	UDCON3 MIN	0,41	-1,55	165,96	0,205	0,651	-0,014
BASE	1271	UDCON3 MAX	-8,68	-2,31	219,62	4,090	2,774	0,058
BASE	1271	UDCON3 MIN	-42,10	-12,14	68,24	-1,117	-13,546	-0,155
BASE	1272	UDCON3 MAX	6,47	14,69	191,76	2,703	3,299	0,081
BASE	1272	UDCON3 MIN	-11,72	-5,84	23,95	-5,411	-6,900	-0,066
BASE	1277	UDCON3 MAX	6,66	0,80	37,10	0,371	2,827	0,024
BASE	1277	UDCON3 MIN	-2,83	-0,32	-6,08	-0,377	-3,796	-0,014
BASE	1278	UDCON3 MAX	5,35	0,46	94,09	0,595	1,189	0,012
BASE	1278	UDCON3 MIN	-25,33	-2,71	75,62	-0,113	-6,689	-0,016

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		1, 2D+L+/- (EY)	T	T	T	Tm	Tm	
BASE	1036	UDCON5 MAX	2,07	5,69	360,81	-1,277	2,522	0,057
BASE	1036	UDCON5 MIN	1,75	2,51	353,14	-8,093	1,881	-0,050
BASE	1041	UDCON5 MAX	0,76	-1,88	543,88	13,246	0,911	0,078
BASE	1041	UDCON5 MIN	0,64	-6,95	513,12	-4,297	0,806	-0,074
BASE	1042	UDCON5 MAX	0,01	1,42	460,65	15,798	0,096	0,059
BASE	1042	UDCON5 MIN	-0,07	-6,71	441,42	-10,487	-0,098	-0,054
BASE	1043	UDCON5 MAX	0,09	7,65	322,51	-2,802	0,298	0,045
BASE	1043	UDCON5 MIN	-0,92	4,56	316,26	-10,921	-1,146	-0,044
BASE	1053	UDCON5 MAX	73,87	15,92	294,76	0,393	16,392	0,047
BASE	1053	UDCON5 MIN	-67,70	-3,08	248,89	-14,947	-16,841	-0,066
BASE	1054	UDCON5 MAX	-2,15	7,02	327,58	-2,139	-2,179	0,028
BASE	1054	UDCON5 MIN	-2,88	3,55	267,09	-9,851	-3,357	-0,042
BASE	1055	UDCON5 MAX	53,78	10,12	278,48	3,569	10,865	0,188
BASE	1055	UDCON5 MIN	-55,12	-4,50	228,96	-11,823	-12,136	0,030
BASE	1056	UDCON5 MAX	38,59	9,00	256,86	3,100	6,792	0,335
BASE	1056	UDCON5 MIN	-37,80	-2,92	216,73	-16,987	-7,844	0,019
BASE	1057	UDCON5 MAX	5,38	83,95	202,05	23,671	6,475	0,022
BASE	1057	UDCON5 MIN	5,16	-82,11	179,11	-22,984	6,043	-0,018
BASE	1058	UDCON5 MAX	6,29	83,58	182,15	21,375	7,584	0,024
BASE	1058	UDCON5 MIN	5,60	-70,87	177,64	-24,895	6,475	-0,066
BASE	1065	UDCON5 MAX	1,07	0,06	324,43	3,382	1,396	0,055
BASE	1065	UDCON5 MIN	0,94	-2,03	284,96	-1,270	1,070	-0,052
BASE	1069	UDCON5 MAX	0,23	3,58	253,37	-0,225	0,419	0,056

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		1,2D+L+/- (EY)	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1056	UDCON5 MAX	38,59	9,00	256,86	3,100	6,792	0,335
BASE	1056	UDCON5 MIN	-37,80	-2,92	216,73	-16,987	-7,844	0,019
BASE	1057	UDCON5 MAX	5,38	83,95	202,05	23,671	6,475	0,022
BASE	1057	UDCON5 MIN	5,16	-82,11	179,11	-22,984	6,043	-0,018
BASE	1058	UDCON5 MAX	6,29	83,58	182,15	21,375	7,584	0,024
BASE	1058	UDCON5 MIN	5,60	-70,87	177,64	-24,895	6,475	-0,066
BASE	1065	UDCON5 MAX	1,07	0,06	324,43	3,382	1,396	0,055
BASE	1065	UDCON5 MIN	0,94	-2,03	284,96	-1,270	1,070	-0,052
BASE	1069	UDCON5 MAX	0,23	3,58	253,37	-0,225	0,419	0,056
BASE	1069	UDCON5 MIN	-0,09	1,41	231,42	-5,533	-0,094	-0,057
BASE	1070	UDCON5 MAX	9,13	89,94	213,15	22,948	7,367	0,068
BASE	1070	UDCON5 MIN	1,02	-50,32	162,95	-26,069	6,257	-0,090
BASE	1071	UDCON5 MAX	-0,36	0,77	312,54	3,082	-0,144	0,063
BASE	1071	UDCON5 MIN	-0,90	-1,77	302,12	-2,173	-1,055	-0,063
BASE	1072	UDCON5 MAX	86,06	18,28	312,41	-1,235	18,310	0,064
BASE	1072	UDCON5 MIN	-50,92	-0,82	204,33	-15,188	-14,886	-0,074
BASE	1073	UDCON5 MAX	52,70	81,20	398,50	9,771	13,663	0,080
BASE	1073	UDCON5 MIN	-13,49	-27,69	18,82	-24,851	-3,801	-0,085
BASE	1074	UDCON5 MAX	28,56	8,02	255,58	3,998	4,851	-0,127
BASE	1074	UDCON5 MIN	-24,37	-1,60	219,64	-17,813	-5,967	-0,213
BASE	1075	UDCON5 MAX	-0,38	6,55	282,23	-0,515	-0,331	0,033
BASE	1075	UDCON5 MIN	-1,07	2,74	279,87	-9,967	-1,218	-0,023
BASE	1076	UDCON5 MAX	1,62	5,00	322,41	3,822	1,931	0,024
BASE	1076	UDCON5 MIN	1,42	-1,09	310,12	-8,470	1,477	-0,009
BASE	1077	UDCON5 MAX	22,13	8,76	278,05	5,332	4,721	-0,060
BASE	1077	UDCON5 MIN	-14,55	-0,05	236,86	-16,545	-3,657	-0,147

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		1,2D+L+/- (EY)	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1078	UDCON5 MAX	-0,03	2,74	319,73	6,438	0,151	0,025
BASE	1078	UDCON5 MIN	-0,35	-3,53	302,47	-5,845	-0,611	-0,024
BASE	1079	UDCON5 MAX	14,93	9,85	295,71	1,883	3,650	0,028
BASE	1079	UDCON5 MIN	-16,95	3,79	248,05	-18,670	-4,970	-0,009
BASE	1080	UDCON5 MAX	-0,52	2,50	328,34	5,803	-0,359	0,032
BASE	1080	UDCON5 MIN	-1,19	-3,13	291,47	-5,390	-1,608	-0,031
BASE	1081	UDCON5 MAX	15,92	8,28	277,64	1,475	3,516	0,061
BASE	1081	UDCON5 MIN	-29,23	4,09	233,69	-17,770	-9,593	-0,069
BASE	1082	UDCON5 MAX	1,02	4,14	296,67	12,014	1,937	0,097
BASE	1082	UDCON5 MIN	0,35	-4,55	281,25	-12,787	-0,564	-0,082
BASE	1083	UDCON5 MAX	25,26	8,26	295,28	8,416	8,522	0,092
BASE	1083	UDCON5 MIN	-27,78	2,85	212,64	-23,085	-8,465	-0,042
BASE	1084	UDCON5 MAX	0,54	69,81	287,09	26,084	1,229	0,205
BASE	1084	UDCON5 MIN	-2,21	-49,42	19,54	-28,055	-3,353	-0,167
BASE	1085	UDCON5 MAX	7,39	5,72	259,67	7,901	2,975	0,181
BASE	1085	UDCON5 MIN	-26,47	-0,01	125,59	-17,155	-9,012	-0,336
BASE	1090	UDCON5 MAX	66,03	49,78	455,23	32,829	17,266	0,133
BASE	1090	UDCON5 MIN	-10,63	-91,17	6,61	-21,328	-3,138	-0,136
BASE	1091	UDCON5 MAX	89,17	-5,34	389,17	19,572	19,434	0,099
BASE	1091	UDCON5 MIN	-52,60	-12,11	299,20	-0,289	-16,258	-0,077
BASE	1092	UDCON5 MAX	68,54	-7,48	371,99	21,295	15,405	0,130
BASE	1092	UDCON5 MIN	-83,70	-11,58	326,15	-0,171	-20,832	-0,104
BASE	1093	UDCON5 MAX	53,53	-7,08	345,91	23,428	12,546	0,084
BASE	1093	UDCON5 MIN	-63,63	-11,62	289,38	-2,801	-13,121	-0,083
BASE	1094	UDCON5 MAX	39,61	-6,43	340,11	26,010	9,364	0,068
BASE	1094	UDCON5 MIN	-42,07	-12,33	286,05	-5,393	-9,517	-0,063

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		1,2D+L+/- (EY)	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1095	UDCON5 MAX	23,39	-5,60	339,07	27,905	5,289	0,043
BASE	1095	UDCON5 MIN	-25,87	-12,97	288,55	-7,675	-6,273	-0,031
BASE	1096	UDCON5 MAX	11,16	-4,95	341,30	28,629	2,518	0,018
BASE	1096	UDCON5 MIN	-10,36	-13,27	293,25	-9,038	-2,790	-0,011
BASE	1097	UDCON5 MAX	19,03	-4,76	357,24	28,290	3,777	0,039
BASE	1097	UDCON5 MIN	-14,31	-13,32	310,87	-9,029	-3,497	-0,035
BASE	1098	UDCON5 MAX	33,07	-4,94	369,05	27,118	9,399	0,074
BASE	1098	UDCON5 MIN	-33,31	-13,28	332,86	-7,738	-8,148	-0,082
BASE	1099	UDCON5 MAX	7,89	-4,56	388,89	25,427	7,308	0,076
BASE	1099	UDCON5 MIN	-45,96	-13,28	268,29	-6,619	-10,724	-0,082
BASE	1100	UDCON5 MAX	-7,33	37,54	376,91	26,403	0,130	0,238
BASE	1100	UDCON5 MIN	-42,22	-41,07	-12,22	-27,566	-11,199	-0,218
BASE	1111	UDCON5 MAX	8,73	112,82	332,09	41,204	10,522	1,063
BASE	1111	UDCON5 MIN	8,28	-112,75	283,72	-44,208	9,523	-1,004
BASE	1121	UDCON5 MAX	-1,88	54,80	285,39	22,483	-2,166	0,020
BASE	1121	UDCON5 MIN	-2,18	-83,75	-122,53	-19,399	-2,731	-0,066
BASE	1122	UDCON5 MAX	-0,19	-1,26	496,42	14,628	-0,140	0,069
BASE	1122	UDCON5 MIN	-0,24	-6,92	430,60	-6,345	-0,263	-0,067
BASE	1123	UDCON5 MAX	-0,08	4,26	436,54	15,560	-0,012	0,040
BASE	1123	UDCON5 MIN	-0,14	-5,61	425,70	-14,506	-0,215	-0,027
BASE	1124	UDCON5 MAX	-0,03	6,57	425,45	14,052	0,048	0,019
BASE	1124	UDCON5 MIN	-0,15	-3,90	420,99	-17,513	-0,259	-0,007
BASE	1125	UDCON5 MAX	-0,01	8,38	439,33	11,802	0,090	0,038
BASE	1125	UDCON5 MIN	-0,21	-2,07	427,92	-19,211	-0,364	-0,034
BASE	1126	UDCON5 MAX	-0,06	8,94	452,97	9,807	0,045	0,061
BASE	1126	UDCON5 MIN	-0,30	-0,91	417,45	-19,032	-0,505	-0,061
BASE	1127	UDCON5 MAX	-0,40	9,49	395,15	6,348	-0,353	0,082

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load 1,2D+L+/- (EY)	FX T	FY T	FZ T	MX Tm	MY Tm	MZ Tm
BASE	1127	UDCON5 MIN	-0,66	1,14	372,79	-18,285	-0,943	-0,080
BASE	1128	UDCON5 MAX	-4,74	77,04	213,25	37,870	-5,138	0,098
BASE	1128	UDCON5 MIN	-4,93	-93,90	124,90	-36,457	-5,993	0,028
BASE	1129	UDCON5 MAX	0,90	7,33	462,01	3,337	1,143	0,100
BASE	1129	UDCON5 MIN	0,84	1,05	414,11	-12,149	1,010	-0,091
BASE	1143	UDCON5 MAX	-1,55	50,02	214,65	14,577	-1,569	0,087
BASE	1143	UDCON5 MIN	-1,87	-29,18	-76,62	-17,798	-2,546	-0,020
BASE	1253	UDCON5 MAX	11,03	120,07	372,72	51,480	14,877	0,358
BASE	1253	UDCON5 MIN	8,63	-147,32	312,04	-50,230	7,210	-0,435
BASE	1254	UDCON5 MAX	-6,90	7,48	326,95	20,737	-7,376	0,547
BASE	1254	UDCON5 MIN	-7,24	-7,82	317,51	-21,465	-8,024	-0,517
BASE	1255	UDCON5 MAX	0,54	1,79	520,24	9,756	0,886	0,089
BASE	1255	UDCON5 MIN	0,07	-3,46	515,15	-7,902	-0,103	-0,076
BASE	1256	UDCON5 MAX	0,13	2,42	429,82	11,616	0,357	0,073
BASE	1256	UDCON5 MIN	-0,27	-3,83	424,82	-10,096	-0,476	-0,064
BASE	1257	UDCON5 MAX	0,16	3,10	429,71	13,799	0,344	0,053
BASE	1257	UDCON5 MIN	-0,15	-4,69	424,10	-12,128	-0,313	-0,046
BASE	1258	UDCON5 MAX	0,12	3,79	431,10	15,377	0,243	0,031
BASE	1258	UDCON5 MIN	-0,10	-5,39	425,43	-13,839	-0,221	-0,023
BASE	1259	UDCON5 MAX	0,13	4,25	433,30	16,016	0,206	0,017
BASE	1259	UDCON5 MIN	0,01	-5,74	428,64	-14,819	-0,061	-0,011
BASE	1260	UDCON5 MAX	0,08	4,23	464,72	15,720	0,103	0,037
BASE	1260	UDCON5 MIN	0,03	-5,76	461,52	-14,638	-0,007	-0,036
BASE	1261	UDCON5 MAX	0,05	3,92	496,20	14,702	0,045	0,061
BASE	1261	UDCON5 MIN	-0,03	-5,56	494,18	-13,537	-0,072	-0,062

MEMORIA DE CALCULO

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		1,2D+L+/- (EY)	T	T	T	Tm	Tm	Tm
BASE	1262	UDCON5 MAX	-0,39	3,88	476,65	13,432	-0,454	0,076
BASE	1262	UDCON5 MIN	-0,46	-5,47	475,05	-12,306	-0,594	-0,076
BASE	1265	UDCON5 MAX	0,96	0,00	166,95	6,788	1,405	0,094
BASE	1265	UDCON5 MIN	0,38	-1,99	166,36	-4,500	0,239	-0,086
BASE	1271	UDCON5 MAX	-0,46	7,03	169,15	9,170	1,322	0,295
BASE	1271	UDCON5 MIN	-50,32	-21,48	118,71	-6,197	-12,094	-0,392
BASE	1272	UDCON5 MAX	0,92	22,61	173,13	6,935	0,928	0,378
BASE	1272	UDCON5 MIN	-6,17	-13,76	42,58	-9,642	-4,530	-0,362
BASE	1277	UDCON5 MAX	3,65	1,10	20,99	1,654	0,627	0,192
BASE	1277	UDCON5 MIN	0,17	-0,62	10,03	-1,660	-1,596	-0,182
BASE	1278	UDCON5 MAX	8,35	0,04	120,29	1,629	-0,194	0,048
BASE	1278	UDCON5 MIN	-28,33	-2,29	49,42	-1,147	-5,306	-0,053

A.2) COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL EDIFICIO

Spec	Mode	Period	DampRatio	SpecFactor	U1	U2	U3
EXYZ	1	0,631948	0,050000	1,000000	1,254388	0,000000	0,000000
EXYZ	2	0,610746	0,050000	1,000000	1,298958	0,000000	0,000000
EXYZ	3	0,547618	0,050000	1,000000	1,450948	0,000000	0,000000
EXYZ	4	0,232250	0,050000	1,000000	1,589220	0,000000	0,000000
EXYZ	5	0,218684	0,050000	1,000000	1,589220	0,000000	0,000000
EXYZ	6	0,193989	0,050000	1,000000	1,589220	0,000000	0,000000
EXYZ	7	0,189175	0,050000	1,000000	1,589220	0,000000	0,000000
EXYZ	8	0,175963	0,050000	1,000000	1,589220	0,000000	0,000000
EXYZ	9	0,166144	0,050000	1,000000	1,589220	0,000000	0,000000
EXYZ	10	0,150627	0,050000	1,000000	1,589220	0,000000	0,000000
EXYZ	11	0,147760	0,050000	1,000000	1,589220	0,000000	0,000000

MEMORIA DE CALCULO

Spec	Mode	Period	DampRatio	SpecFactor	U1	U2	U3
EXYZ	12	0,136054	0,050000	1,000000	1,589220	0,000000	0,000000
EXYZW	1	0,631948	0,050000	1,000000	0,000000	1,254388	0,000000
EXYZW	2	0,610746	0,050000	1,000000	0,000000	1,298958	0,000000
EXYZW	3	0,547618	0,050000	1,000000	0,000000	1,450948	0,000000
EXYZW	4	0,232250	0,050000	1,000000	0,000000	1,589220	0,000000
EXYZW	5	0,218684	0,050000	1,000000	0,000000	1,589220	0,000000
EXYZW	6	0,193989	0,050000	1,000000	0,000000	1,589220	0,000000
EXYZW	7	0,189175	0,050000	1,000000	0,000000	1,589220	0,000000
EXYZW	8	0,175963	0,050000	1,000000	0,000000	1,589220	0,000000
EXYZW	9	0,166144	0,050000	1,000000	0,000000	1,589220	0,000000
EXYZW	10	0,150627	0,050000	1,000000	0,000000	1,589220	0,000000
EXYZW	11	0,147760	0,050000	1,000000	0,000000	1,589220	0,000000
EXYZW	12	0,136054	0,050000	1,000000	0,000000	1,589220	0,000000

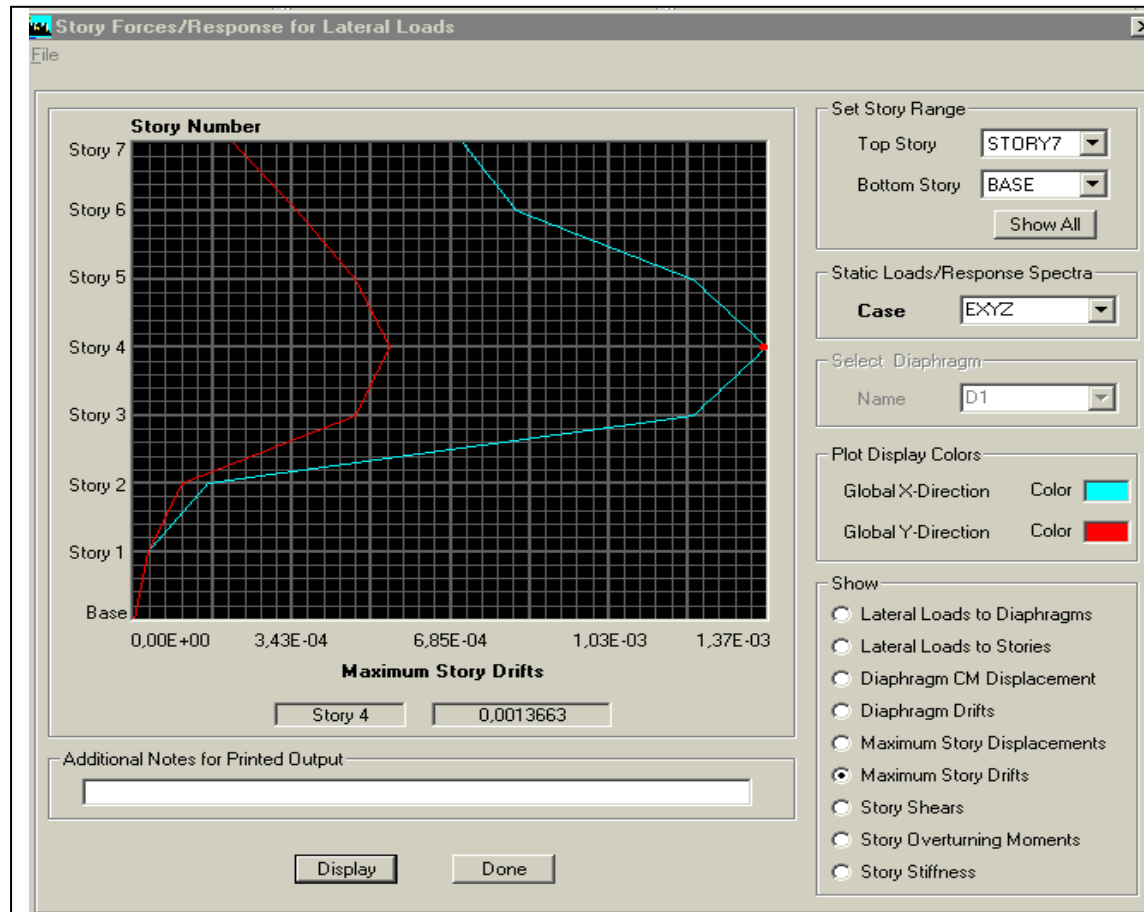
A.2.1) DERIVAS DE PISOS

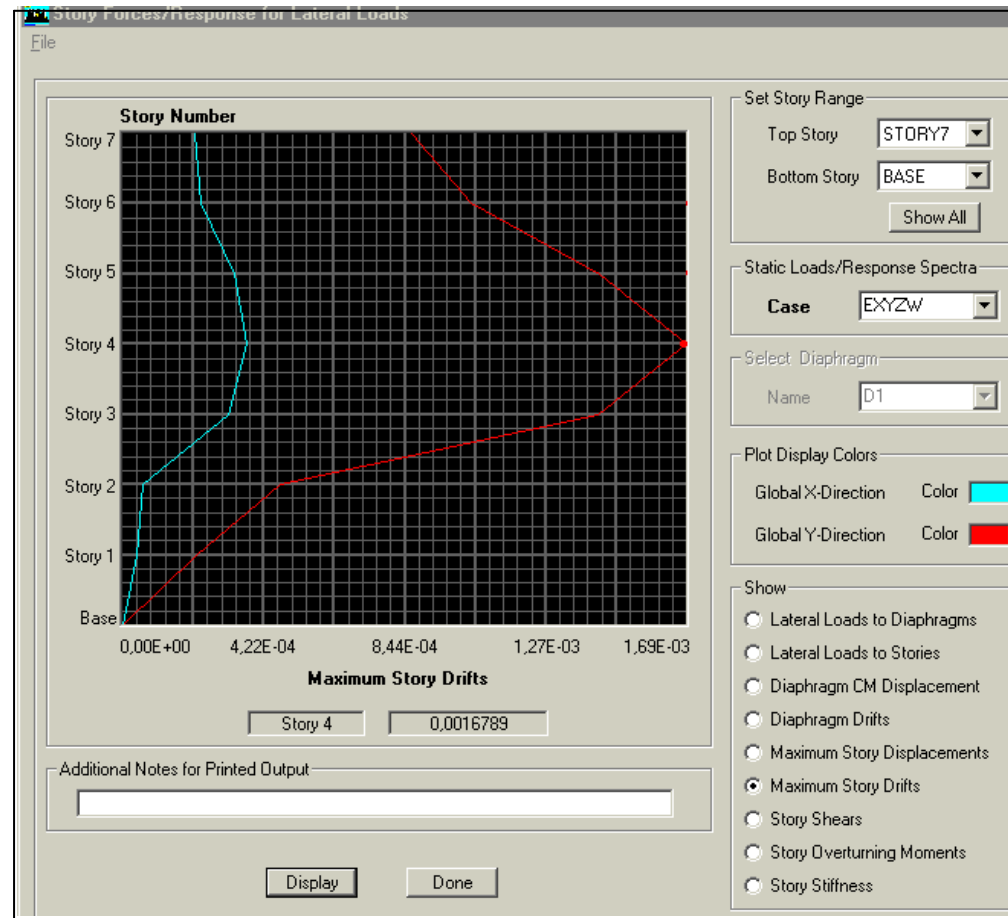
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY7	Max Drift X	UDCON3	1036	15,004	8,190	25,500	0,001064	
STORY7	Max Drift Y	UDCON3	1094	30,005	33,160	25,500		0,000495
STORY7	Max Drift X	UDCON5	1132	2,683	6,767	25,500	0,000587	
STORY7	Max Drift Y	UDCON5	1094	30,005	33,160	25,500		0,001277
STORY6	Max Drift X	UDCON3	1253	0,004	25,660	21,000	0,000892	
STORY6	Max Drift Y	UDCON3	1090	0,004	33,160	21,000		0,000400

MEMORIA DE CALCULO

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY6	Max Drift X	UDCON5	1073	0,750	0,000	21,000	0,000305	
STORY6	Max Drift Y	UDCON5	1090	0,004	33,160	21,000		0,001149
STORY5	Max Drift X	UDCON3	1253	0,004	25,660	17,500	0,001338	
STORY5	Max Drift Y	UDCON3	1272	80,717	9,234	17,500		0,000499
STORY5	Max Drift X	UDCON5	1073	0,750	0,000	17,500	0,000356	
STORY5	Max Drift Y	UDCON5	1090	0,004	33,160	17,500		0,001507
STORY4	Max Drift X	UDCON3	1253	0,004	25,660	14,000	0,001483	
STORY4	Max Drift Y	UDCON3	1272	80,717	9,234	14,000		0,000571
STORY4	Max Drift X	UDCON5	1073	0,750	0,000	14,000	0,000388	
STORY4	Max Drift Y	UDCON5	1111	0,004	18,160	14,000		0,001765
STORY3	Max Drift X	UDCON3	1094	30,005	33,160	10,500	0,001212	
STORY3	Max Drift Y	UDCON3	1272	80,717	9,234	10,500		0,000498
STORY3	Max Drift X	UDCON5	1073	0,750	0,000	10,500	0,000318	
STORY3	Max Drift Y	UDCON5	1070	0,004	6,457	10,500		0,001473
STORY2	Max Drift X	UDCON3	1111	0,004	18,160	7,000	0,000173	
STORY2	Max Drift Y	UDCON3	1074	38,251	4,332	7,000		0,000135
STORY2	Max Drift X	UDCON5	1271	79,971	15,691	7,000	0,000087	
STORY2	Max Drift Y	UDCON5	1074	38,251	4,332	7,000		0,000498
STORY1	Max Drift X	UDCON3	1271	79,971	15,691	3,500	0,000040	
STORY1	Max Drift Y	UDCON3	1074	38,251	4,332	3,500		0,000129
STORY1	Max Drift X	UDCON5	1090	0,004	33,160	3,500	0,000051	
STORY1	Max Drift Y	UDCON5	1074	38,251	4,332	3,500		0,000324

A.2.2) DERIVAS DE PISOS (GRÁFICO)





A.2.3) REACCIONES BASALES AL ESPECTRO DE RESPUESTA

Spec	Mode	Dir	F1 (T)	F2 (T)	F3 (T)	M1 (TM)	M2 (TM)	M3 (TM)
EXYZ	1	U1	862,13	113,23	0,00	-2099,629	15976,440	-18437,026
EXYZ	2	U1	38,51	-194,47	0,00	3461,273	693,699	-6772,599
EXYZ	3	U1	57,40	81,74	0,00	-1372,971	1009,531	7827,599
EXYZ	4	U1	118,15	-19,60	0,00	55,725	455,263	-3083,954
EXYZ	5	U1	1,52	16,05	0,00	-50,248	4,419	408,585
EXYZ	6	U1	0,04	-1,46	0,00	4,267	-0,127	-101,378
EXYZ	7	U1	0,35	1,62	0,00	-4,253	0,788	147,830
EXYZ	8	U1	0,01	-0,11	0,00	0,601	0,058	-8,733
EXYZ	9	U1	5,09	-8,01	0,00	38,921	25,095	-189,716
EXYZ	10	U1	78,26	0,53	0,00	-7,188	571,828	-1476,108
EXYZ	11	U1	0,08	1,84	0,00	-10,676	0,546	55,341
EXYZ	12	U1	0,04	-1,99	0,00	10,819	0,058	-67,612
EXYZ	All	All	930,66	98,33	0,00	1676,840	16986,867	23230,021
EXYZW	1	U2	113,23	14,87	0,00	-275,765	2098,346	-2421,520
EXYZW	2	U2	-194,47	981,96	0,00	-17477,747	-3502,841	34198,333
EXYZW	3	U2	81,74	116,39	0,00	-1955,011	1437,499	11145,935
EXYZW	4	U2	-19,60	3,25	0,00	-9,245	-75,527	511,622
EXYZW	5	U2	16,05	169,92	0,00	-532,008	46,792	4325,972
EXYZW	6	U2	-1,46	56,29	0,00	-164,965	4,896	3919,721
EXYZW	7	U2	1,62	7,60	0,00	-19,899	3,686	691,619
EXYZW	8	U2	-0,11	1,15	0,00	-6,139	-0,595	89,210
EXYZW	9	U2	-8,01	12,60	0,00	-61,234	-39,482	298,476
EXYZW	10	U2	0,53	0,00	0,00	-0,048	3,858	-9,958
EXYZW	11	U2	1,84	45,05	0,00	-261,511	13,378	1355,558
EXYZW	12	U2	-1,99	109,53	0,00	-596,523	-3,182	3727,847
EXYZW	All	All	98,33	1087,86	0,00	18733,676	1720,285	39739,071

A.3.- DISEÑO DE VIGAS

DATOS Y NOMENCLATURA NECESARIOS

PISO N.- 07

SENTIDO "X"

EJE "A"

FLEXIÓN

$f'c = 240 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$
 Estribos : $\emptyset 10$
 AS.REQ.: Refuerzo calculado
 AS.MIN : Refuerzo mínimo
 $AS.MIN = 14 \cdot bw \cdot d / f_y$
 bw : Ancho de la viga (cm) , d : Altura efectiva de la viga (cm).
 PI : Punto de inflexion
 L.IZQ , L.DER : Longitud mas allá del punto de inflexión del refuerzo

A_v : Área del refuerzo transversal
 s_o : espaciamiento mínimo del refuerzo transversal

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 16,87 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 12,13 (Tm)				
	AS REQ. (cm2)	AS MIN. (cm2)	AS PROV. (cm2)	d (cm)	PI. IZQ. (m)	PI. DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	AS/3 (cm2)	2AS/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS MIN. (cm2)	AS PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2AS/3 (cm2)
1-2 ^ 2-3	6,94	12,83	13,13	104,2	1,50	1,50	2,50	2,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,82	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
3-4*	5,25	12,83	13,13	104,2	3,10	2,10	4,14	3,14	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	2,61	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
7-8	5,72	12,83	13,13	104,2	1,00	2,60	2,00	3,70	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	2,84	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
4-5 HASTA 6-7	4,51	12,83	13,13	104,2	1,50	1,50	2,50	2,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	2,24	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

EJE "A"

FLEXIÓN

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 16,84 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 10,94 (Tm)				
	AS REQ. (cm2)	AS MIN. (cm2)	AS PROV. (cm2)	d (cm)	PI. IZQ. (m)	PI. DER. (m)	L. IZQ. (m)	L. DER. (m)	AS/3 (cm2)	2AS/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2AS/3 (cm2)
8-9 HASTA 10-11	6,80	12,83	13,13	104,2	1,50	1,50	2,50	2,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,10	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

- Nota : En la viga 3-4 el refuerzo superior se extiende a lo largo de todo el elemento

CORTE :

Vu = 12 T							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm (ETABS)	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av)	As/cm (ETABS)	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av)	As/cm (ETABS)	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av)
1-2 ^ 2-3	1,57	220	26,1	8*1,6 =12,8	24	12	0,051	12*0,051= 0,612	SI 18Ø12	0,04	20*0,04= 0,8	SI 13Ø20	0,054	12*0,054= 0,648	SI 18Ø12
3-4 HASTA 7-8	1,57	220	26,1	8*1,6 =12,8	24	12	0,030	12*0,030= 0,36	SI 18Ø12	0,029	20*0,029= 0,58	SI 13Ø20	0,033	12*0,033= 0,396	SI 18Ø12
8-9 HASTA 10-11	1,57	220	26,1	8*1,6 =12,8	24	12	0,047	12*0,047= 0,564	SI 18Ø12	0,038	20*0,038= 0,76	SI 13Ø20	0,051	12*0,051= 0,612	SI 18Ø12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "B"
FLEXIÓN :

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 88,43 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M (+) 37,11 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI. IZQ. (m)	PI. DER. (m)	L. IZQ. (m)	L. DER. (m)	AS/3 (cm2)	2AS/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2AS/3 (cm2)
1-3	19,07	12,83	22,33	103,8	2,20	1,20	3,40	2,20	7,44 (2Ø22)	14,89 (3Ø25)	12,42	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
8-9 ^ 9-10	12,42	12,83	15,27	104,1	1,60	2,30	2,60	3,30	5,09 (2Ø18)	10,18 (4Ø18)	7,49	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
10-11	15,19	12,83	15,27	104,1	2,80	0,00	3,80	1,00	5,09 (2Ø18)	10,18 (4Ø18)	7,49	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE :

Vu = 37,75 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (CM2/So)	CUMPLE	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE
1-3	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,092	12*0,092= 1,10	SI 18@12	0,049	20*0,049= 0,98	SI (49@20)	0,076	12*0,076= 0,912	SI 18@12
8-9 ^ 9-10	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,073	12*0,073= 0,876	SI 18@12	0,067	20*0,067= 1,34	SI 13@20	0,088	12*0,088= 1,056	SI 18@12
10-11	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,108	12*0,108= 1,30	SI 18@12	0,085	15*0,085= 1,28	SI 19@15	0,058	12*0,058= 0,696	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "C"

FLEXIÓN

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 36,90 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M (+) 18,42 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2	11,65	12,83	13,13	104,2	0,00	1,50	1,00	2,6	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,54	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
2-3	9,44	12,83	13,13	104,2	1,20	0,5	2,2	1,60	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,53	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
8-9 ^ 9-10	8,00	12,83	13,13	104,2	1,40	2,10	2,40	3,10	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,17	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
10-11	5,25	12,83	13,13	104,2	2,10	0,00	3,10	1,00	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,61	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 20,93 (T)							REFUERZO IZQUIERDO		REFUERZO CENTRAL				REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(AS/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(AS/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,052	12*0,052= 0,624	SI 18@12	0,069	20*0,069= 1,38	SI 14@20	0,085	12*0,085= 1,022	SI 18@12
2-3	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,084	12*0,084= 1,01	SI 18@12	0,071	20*0,071= 1,42	SI 13@20	0,072	12*0,072= 0,864	SI 18@12
8-9 ^ 9-10	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,058	12*0,058= 0,696	SI 18@12	0,055	20*0,055= 1,10	SI 13@20	0,069	12*0,069= 0,828	SI 18@12
10-11	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,071	12*0,071= 0,852	SI 18@12	0,060	20*0,060= 1,20	SI 14@20	0,048	12*0,048= 0,576	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "D"
FLEXIÓN

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 26,87 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M (+) 15,94 (Tm)				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2	11,30	12,83	13,13	104,2	0,10	1,11	1,15	2,15	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,60	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
2-3	11,30	12,83	13,13	104,2	1,53	1,00	2,57	2,20	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,60	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE :

Vu : 23,13 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2 ^ 2-3	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI 18@12	0,006	50*0,006= 0,3	SI 13@20	0,006	12*0,006= 0,072	SI 18@12

EJE "E"
FLEXIÓN

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) :2,24 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 12,37 (Tm)				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2	1,12	12,83	13,13	104,2	0,50	0,00	1,50	1,00	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,15	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA : El refuerzo superior e inferior se extiende a lo largo de toda su longitud.

MEMORIA DE CALCULO

CORTE :

Vu : 6,23 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So=)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,005	12*0,005= 0,06	SI 18@12	0,005	20*0,005= 0,10	SI 15@20	0,005	12*0,005= 0,06	SI 18@12

EJE "F"

FLEXIÓN

	REFUERZO SUPERIOR . M(-) 12,43 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 13,34 (Tm)				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ (m)	L.DER. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2"	5,70	12,83	13,13	104,2	0,70	0,00	1,70	1,00	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,68	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 12,28 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2"	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,045	12*0,045= 0,54	SI 18@12	0,034	20*0,034= 0,68	SI 13@20	0,029	12*0,029= 0,348	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE 2' FLEXIÓN

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 11,24 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 11,26 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A'-B'	7,18	12,83	13,13	104,2	1,30	0,20	2,30	1,20	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,49	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
B'-C'	7,71	12,83	13,13	104,2	0,00	1,80	1,00	2,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,36	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
H-I HASTA J-K	5,96	12,83	13,13	104,2	1,70	1,75	2,70	2,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	3,02	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 10,25 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A'-B'	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,047	12*0,047= 0,564	SI 18Ø12	0,041	15*0,041= 0,615	SI 17Ø15	0,053	12*0,053= 0,636	SI 18Ø12
B'-C'	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI 18Ø12	0,029	15*0,029= 0,435	SI 17Ø15	0,032	12*0,032= 0,384	SI 18Ø12
H-I HASTA J-K	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI 18Ø12	0,031	15*0,031= 0,465	SI 10Ø15	0,036	12*0,036= 0,432	SI 18Ø12

SENTIDO "Y" EJE "1" (FLEXION)

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 40,46 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 23,18 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2AS/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2AS/3 (cm2)
A-B B-C	12,42	12,83	13,13	104,2	0,0	1,40	1,0	2,4	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,79	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-D	4,65	6,32	6,72	54,2	0,50	0,00	-	-	6,72	6,72	2,63	6,32	6,72	6,72	6,72
D-F	4,56	12,83	13,13	104,2	1,0	0,3	2,00	1,30	4,37	8,75	6,79	12,83	13,13	4,37	8,75

NOTA.- Las vigas C-D Y D-F tienen refuerzo superior en toda su longitud.

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 18,77 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,067	12*0,067= 0,804	SI 18@12	0,071	15*0,071= 0,065	SI 14@15	0,084	12*0,084= 1,00	SI 18@12
C-D	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,057	10*0,057= 0,57	SI 28@10	0,050	10*0,050= 0,50	SI 28@10	0,045	10*0,045= 0,45	SI 28@10
D-F*	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,051	12*0,051= 0,612	SI	0,044	12*0,044= 0,528	SI	0,048	12*0,048= 0,576	SI

*Nota : Toda la viga esta reforzada con estribos Ø 10 con 38 espacios cada 12 cm.

EJE 1*
FLEXIÓN

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 5,29 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 8,42 Tm				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
D-F	1,48	12,83	13,13	104,2	1,0	0,3	2,0	1,30	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	3,46	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 6,31 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
D-F	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,037	12*0,037= 0,444	SI

NOTA.- La viga tiene refuerzo superior en toda su longitud y tiene distribución transversal uniforme de 38 espacios cada 12 cm.

MEMORIA DE CALCULO

EJE "2"
FLEXIÓN

		REFUERZO SUPERIOR : M(-) 77,96 Tm									REFUERZO INFERIOR : M(+) 40,05 Tm				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-C	19,31	11,73	19,63	100,5	2,20	2,00	3,20	3,0	9,82 (2Ø25)	9,82 (2Ø25)	12,42	11,73	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)
C-D*	5,11	7,49	9,24	64,2	0,00	0,00	2,94	2,94	-	-	2,54	7,49	9,24	-	-
D-2'	7,73	7,49	9,24	64,2	1,09	0,70	1,75	1,35	3,08 (2Ø14)	6,16 (4Ø14)	5,11	7,49	9,24	3,08 (2Ø14)	6,16 (4Ø14)

*NOTA : La viga C-D tiene refuerzo superior a todo lo largo (6Ø14)

CORTE

Vu: 34,38 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-C	1,57	220	25,1	24	12,8	12	0,089	12*0,089= 1,07	SI 18@12	0,054	20*0,054= 1,08	SI 48@20	0,09	12*0,09= 1,08	SI 18@12
C-D*	1,57	140	16,05	24	11,2	12	0,063	12*0,063= 0,756	SI	0,062	12*0,062= 0,744	SI	0,062	12*0,062= 0,744	SI
D-2'	1,57	140	16,05	24	11,2	12	0,075	12*0,075= 0,9	SI 11@12	0,064	20*0,064= 1,28	SI 18@20	0,080	12*0,08= 0,96	SI 11@12

*NOTA : La viga C-D tiene distribución transversal uniforme de 24 espacios cada 12 cm.

EJE "3" FLEXION

		REFUERZO SUPERIOR : M(-) 21,70 Tm									REFUERZO INFERIOR : M(+) 11,05 Tm				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	10,22	12,83	13,13	104,2	1,40	1,20	2,40	2,20	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,06	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-2'	9,15	12,83	13,13	104,2	1,10	1,70	2,10	2,70	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,23	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 13 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,074	12*0,074= 0,89	SI 18@12	0,056	15*0,056= 0,84	SI 14@15	0,066	12*0,066= 0,792	SI 18@12
C-2'	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,058	12*0,058= 0,696	SI 18@12	0,047	20*0,047= 0,94	SI 24@20	0,048	12*0,048= 0,576	SI 18@12

EJE "8"
FLEXIÓN

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 19,56 (Tm)										REFUERZO SUPERIOR : M(+) 9,71 Tm					
VIGA	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
A-B ^ B-C	7,55	12,83	13,13	104,2	1,40	0,70	2,40	1,70	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)	3,74	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)
C-2'	3,27	12,83	13,13	104,2	0,7	0,40	1,74	1,44	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)	2,40	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)

NOTA : La viga C-2' tiene refuerzo superior en toda su longitud.

CORTE

Vu : 12,27 (T)							R. SUPERIOR			R. CENTRAL			R. INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,056	12*0,056= 0,672	SI 18Ø12	0,042	15*0,042= 0,63	SI 14@15	0,051	12*0,051= 0,612	SI 18@12
C-2'	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,029	12*0,029= 0,348	SI

MEMORIA DE CALCULO

NOTA : La viga C-2' tiene un solo espaciamiento de 44 espacios cada 12 cm.

EJE 8'
FLEXIÓN

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 5,94 Tm										REFUERZO INFERIOR : M(+) 0,31 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
C-2'	1,89	12,83	13,13	104,2	2,10	1,00	3,10	2,0	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)	0,94	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)

NOTA : La viga tiene refuerzo superior a todo lo largo de esta.

CORTE Vu : 3,77 (Tm)

VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
C-2'	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,029	12*0,029= 0,348	SI

NOTA : La viga tiene un solo espaciamiento de 44 espacios cada 12 cm.

EJE "9"
FLEXIÓN

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 29,39 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 16,89 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	9,38	12,83	13,13	104,2	1,20	0,6	2,20	1,60	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,39	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-2'	3,63	12,83	13,13	104,2	No existe	No existe	0,0	0,0	-	-	2,04	12,83	13,13		

NOTA : La viga C-2' se refuerza superiormente a todo lo largo sin corte de varillas, y tiene refuerzo inferior 2Ø18 a todo lo largo del miembro.

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 20,30 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,084	12*0,084= 1,00	SI 18@12	0,057	15*0,057= 0,855	SI 14@15	0,081	12*0,081= 0,972	SI 18@12
C-2'	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,029	12*0,029= 0,348	SI

NOTA : La viga C-2' tiene un solo espaciamiento 37 espacios cada 12 cm.

**EJE 9'
FLEXIÓN**

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 6,77										REFUERZO INFERIOR : M(+)				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
C-2'	2,10	12,83	13,13	104,2	NO existe	No existe	-	-	-	-	1,05	12,83	13,13	-	-

NOTA : La viga se refuerza en la parte superior a todo lo largo sin corte de varillas, tiene refuerzo inferior 2Ø18 a todo lo largo del miembro.

CORTE: Vu = 3,77 (T)

VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
C-2'	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,029	12*0,029= 0,348	SI

NOTA : La viga tiene un solo espaciamiento de estribos de 36 espacios cada 12 cm.

MEMORIA DE CALCULO

EJE "10"

FLEXIÓN

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 34 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 19,03 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm2)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	11,10	12,83	13,13	104,2	1,40	0,70	2,40	1,70	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)	7,12	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)

CORTE

Vu : 22,07 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,092	12*0,092= 1,104	SI 18@12	0,064	15*0,064= 0,96	SI 14@15	0,093	12*0,093= 1,17	SI 18@12

EJE "11"

FLEXIÓN

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 17,47 Tm										REFUERZO INFERIOR : M(+) 9,50 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A- B	7,24	12,83	13,13	103,5	1,10	0,90	2,20	2,00	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)	3,70	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)
B-C	6,59	12,83	13,13	103,5	1,30	0,60	2,40	1,10	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)	3,83	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)
C-2'	3,05	6,32	6,79	54,2	-	-	-	-	6Ø12	6Ø12	1,95	2,26	2,26	2Ø12	2Ø12

* La viga C-2' se refuerza a todo lo largo tanto superior como inferiormente.

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 10,84 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² *So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B	1,57	220	25,88	24	12,8	12	0,05	12*0,05= 0,60	SI 18@12	0,041	15*0,041= 0,62	SI 14@15	0,053	12*0,053= 0,64	SI 18@12
B-C	1,57	220	25,88	24	12,8	12	0,049	12*0,049= 0,59	SI 18@12	0,038	15*0,038= 0,57	SI 14@15	0,046	12*0,046= 0,552	SI 18@12
C-2'	1,57	120	13,55	24	9,6	10	0,035	10*0,035= 0,35	SI	0,032	10*0,032= 0,32	SI	0,035	10*0,035= 0,35	SI

* La viga C-2' se refuerza transversalmente con 26 estribos Ø 10 cada 10 cm.

PISO N. - 06

SENTIDO "X"

EJE "A"

FLEXIÓN

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 19,87 (Tm)									REFUERZO INFERIOR : M(+) 8,90 Tm					
	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	PI. IZQ. (m)	PI. DER. (m)	d (cm)	L. IZQ. (m)	L. DER. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
1-2 HASTA 10-11	9,88	12,83	13,13	1,40	1,50	104,2	2,40	2,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,89	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 11,12 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2 HASTA 10-11	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,059	12*0,059= 0,708	SI 18@12	0,049	20*0,049= 0,98	SI 13@20	0,061	12*0,061= 0,732	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "B"
FLEXIÓN

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 89,56 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 34,72 Tm				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm'')	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-3	20,91	12,83	22,33	103,5	2,50	2,0	3,50	3,0	7,44 (2Ø22)	14,88 (3Ø25)	12,42	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
3-4 HASTA 10-11	12,42	12,83	13,13	103,5	1,50	1,80	2,50	2,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,50	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 26,57 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-3	1,57	220	25,88	24	12,8	12	0,099	12*0,099= 1,188	SI 18Ø12	0,055	20*0,055= 1,10	SI 49Ø20	0,086	12*0,086= 1,032	SI 18Ø12
3-4 HASTA 10-11	1,57	220	25,88	24	12,8	12	0,08	12*0,08= 0,96	SI 18Ø12	0,065	15*0,065= 0,975	SI 17Ø15	0,099	12*0,099= 1,19	SI 18Ø12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "C"
FLEXIÓN

VIGA	REFUERZO SUPERIOR :M(-) 37,41 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 15,60 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ (m)	PI.DER (m)	L.IZQ (m)	L.DE (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2	12,42	12,83	13,13	104,2	1,80	0,30	2,85	1,35	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,80	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
2-3 HASTA 9-10	12,42	12,83	13,13	104,2	1,50	1,60	2,50	2,60	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,84	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
10-11	12,42	12,83	13,13	104,2	1,10	1,00	2,15	2,05	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,61	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 19,19 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,095	12*0,095= 1,14	SI 18@12	0,073	20*0,073= 1,46	SI 13@20	0,087	12*0,087= 1,044	SI 18@12
2-3 HASTA 9-10	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,080	12*0,080= 0,96	SI 18@12	0,068	20*0,068= 1,36	SI 13@20	0,094	12*0,094= 1,128	SI 18@12
10-11	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,067	12*0,067= 0,804	SI 18@12	0,060	20*0,06= 1,2	SI 13@20	0,073	12*0,073= 0,88	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "D"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 16,69 Tm										REFUERZO INFERIOR : M(+) 12,25 Tm				
	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
1-2	8,89	12,83	13,13	104,2	0,56	0,35	1,60	1,40	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,98	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE Vu : 16,53 (T)

VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*S (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,072	12*0,072= 0,864	SI 18@12	0,041	20*0,041= 0,82	SI 12@20	0,076	12*0,076= 0,912	SI 18@12

EJE "E"
FLEXIÓN

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 3,50 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 10,23 Tm				
	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
1-2	2,40	12,83	13,13	104,2	1,20	0,00	2,25	1,00	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)	3,94	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)

CORTE Vu : 5,43 (T)

VIGA	Av. (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/Cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI

NOTA : La viga tiene una sola distribución de 58 espacios cada 12 cm.

MEMORIA DE CALCULO

EJE "F"
FLEXIÓN

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 21,10 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 11,07 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2	10,17	12,83	13,13	104,2	1,40	0,0	2,40	1,00	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,98	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE Vu : 13,45 (T)

VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,065	12*0,065= 0,78	SI	0,059	12*0,059= 0,71	SI	0,038	12*0,038= 0,456	SI

NOTA : La viga tiene una sola distribución de 58 espacios cada 12 cm.

EJE 2'
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 22,40 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 12,40 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ (m)	PI.DER (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A'-B' HASTA J-K	11,22	12,83	13,13	104,2	1,80	1,60	2,80	2,60	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,67	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
K-L	6,37	12,83	13,13	104,2	0,00	1,10	1,0	2,10	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,58	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 16,87 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A'-B' HASTA J-K	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,081	12*0,081= 0,972	SI 18@12	0,061	20*0,061= 1,22	SI 13@20	0,080	12*0,080= 0,96	SI 18@12
K-L	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,045	12*0,045= 0,54	SI	0,057	12*0,057= 0,684	SI	0,065	12*0,065= 0,78	SI

NOTA : La viga K-L tiene una sola distribución de 37 espacios cada 12 cm.

**EJE 1'
FLEXION**

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 15,31 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 7,50 (Tm)				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI. IZQ. (m)	PI. DER. (m)	L. IZQ. (m)	L. DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A' -B' HASTA J-K	6,33	12,83	13,13	104,2	2,0	1,70	3,0	2,70	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,11	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
K-L	3,73	12,83	13,13	104,2	1,15	0,3	2,20	1,40	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	2,31	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 8,50 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A'-B' HASTA J-K	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,049	12*0,049= 0,588	SI 18@12	0,039	20*0,039= 0,78	SI 13@20	0,049	12*0,049= 0,588	SI 18@12
K-L	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,038	12*0,038= 0,456	SI	0,032	12*0,032= 0,384	SI	0,036	12*0,036= 0,432	SI

MEMORIA DE CALCULO

SENTIDO "Y"

EJE "1"

FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 41,58 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 22,22 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B	12,42	12,83	14,51	104	0,6	1,10	1,60	2,10	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	8,29	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
B-C	12,42	12,83	14,51	104	0,9	1,30	2,00	2,40	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	8,13	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-D	5,81	6,32	6,79	54,2	-	-	-	-	6Ø12	6Ø12	3,95	6,32	6,79	6Ø12	6Ø12
D-F	6,96	12,83	14,51	104	0,6	1,20	1,64	2,20	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	5,22	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA : La vigas C-D Y D-F tienen refuerzo superior en toda su longitud

CORTE

Vu : 18,68 (Tm)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B	1,57	220	26	24	12,8	12	0,074	12*0,074=	SI	0,07	15*0,07=	SI	0,082	12*0,082=	SI
B-C								0,89	18Ø12		1,05	14Ø15		0,984	18Ø12
C-D	1,57	120	13,55	24	9,6	10	0,071	10*0,071=	SI	0,061	10*0,061=	SI	0,068	10*0,068=	SI
D-F	1,57	220	26	24	12,8	12	0,060	12*0,060=	SI	0,064	12*0,064=	SI	0,069	12*0,069=	SI
								0,72			0,77			0,82	

NOTA : La viga D-F tiene una sola distribución de 36 espacios cada 12 cm.

La viga C-D tiene una sola distribución de 29 espacios cada 10 cm.

MEMORIA DE CALCULO

EJE 1*
FLEXIÓN

VIGA	REFUERZO SUPERIOR: M(-) 4,84 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 5,42 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
D-F	1,95	12,83	13,13	104,2	0,5	0,6	1,50	1,60	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	2,65	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 5,51 (Tm)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
D-F	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,029	12*0,029= 0,348	SI

NOTA.- La viga tiene refuerzo superior a todo lo largo y espaciamiento transversal uniforme de 33 espacios cada 12 cm

EJE "2"
FLEXION.

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 77,96 Tm										REFUERZO INFERIOR : M(+) 40,05 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-C	19,36	11,73	19,63	103,4	2,40	1,90	3,40	2,90	6,54 (2Ø22)	13,10 (3Ø25)	12,42	11,73	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)
C-D	7,73	7,49	7,70	64,2	0,00	1,15	0,70	1,80	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)	5,31	7,49	7,70	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)
D-2'	7,73	7,49	7,70	64,2	1,10	0,95	1,75	1,60	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)	4,86	7,49	7,70	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-C	1,57	220	26,10	24	12,8	12	0,092	12*0,092= 1,104	SI 18@12	0,053	20*0,053= 1,06	SI 48@20	0,090	12*0,090= 1,08	SI 18@12
C-D*	1,57	140	16,05	24	11,2	12	0,081	12*0,081= 0,972	SI	0,084	12*0,084= 1,01	SI	0,106	12*0,106= 1,27	SI
D-2'	1,57	140	16,05	24	11,2	12	0,071	12*0,071= 0,852	SI 11@12	0,065	20*0,065= 1,30	SI 18@20	0,080	12*0,080= 0,96	SI 11@12

NOTA : La viga C-D tiene una sola distribución de 24 espacios cada 12 cm.

EJE "3"

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M (-) 37,97 (Tm)																REFUERZO SUPERIOR : M(+) 14,50 Tm	
VIGA	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)		
A-B ^ B-C	12,42	12,83	13,13	104,2	1,50	1,00	2,50	2,00	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,59	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)		
C-2'	12,42	12,83	13,13	104,2	0,8	2,40	1,80	3,40	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,21	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)		

CORTE

Vu : 18,52 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,103	12*0,103= 1,246	SI (18@12)	0,074	20*0,074= 1,48	SI 10@20	0,093	12*0,093= 1,12	SI 18@12
C-2'	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,078	12*0,078= 0,936	SI (18@12)	0,054	20*0,054= 1,08	SI 24@20	0,072	12*0,072= 0,864	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "4" FLEXION Y CORTE .- VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE 3
VIGA C-D : FLEXIÓN

REFUERZO SUPERIOR . M(-) 25,62 Tm										REFUERZO INFERIOR : M(-) 0,12 Tm				
AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
8,27	7,49	9,24	64,2	-	-	-	-	6Ø14	6Ø14	5,41	7,49	9,24	2Ø14	2Ø14

CORTE

Vu : 23,89 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	SO1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#EBS.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	140	16,05	24	11,2	10	0,102	10*0,102= 1,02	SI	0,061	10*0,061= 0,61	SI	0,045	10*0,045= 0,45	SI

NOTA .- La viga tiene refuerzo longitudinal uniforme y 32 estribos cada 10 cm.

EJE "5" FLEXION Y CORTE .- VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "3"
VIGA C-2' : FLEXION

REFUERZO SUPERIOR . M(-) 28,56 Tm										REFUERZO INFERIOR : M(-) 16,80 Tm				
AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
12,42	12,83	13,13	104,2	0,95	1,60	2,0	2,60	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)	7,47	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)

CORTE

Vu : 13,20 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	SO1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#EBS.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,07	12*0,07= 0,84	SI 18Ø12	0,065	20*0,065= 1,30	SI 20Ø15	0,067	11*0,067= 0,737	SI 18Ø12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "6"

FLEXION Y CORTE : VIGAS A-B ^ B-C :IDEM VIGAS EJE 3

VIGA C-2' :

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 13,60 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 5,25 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
6,26	12,83	13,13	104,2	0,90	1,50	1,90	2,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	3,11	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 7,11 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,04	12*0,04= 0,48	SI 18@12	0,035	20*0,035= 0,7	SI 11@20	0,041	12*0,041= 0,492	SI 18@12

EJE "7"

FLEXION Y CORTE :VIGAS A-B ^B-C :IDEM VIGAS EJE "3"

VIGA C-2' :

FLEXION:

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 19,71 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 10,12 Tm				
As. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
9,11	12,83	13,13	104,2	1,10	0,5	2,10	1,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,51	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 13,73 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,071	12*0,071= 0,852	SI 18@12	0,053	20*0,053= 1,06	SI 6@20	0,061	12*0,061= 0,732	SI 18@12

EJE "8"

FLEXION Y CORTE : VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "3"

VIGA C-2'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 14,57 Tm										REFUERZO INFERIOR : M(+) 3,65				
AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
7,12	12,83	13,13	104,2	0,6	1,20	1,10	2,20	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,21	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 8,65 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,048	12*0,048= 0,576	SI	0,055	12*0,055= 0,66	SI	0,061	12*0,061= 0,732	SI

NOTA : La viga tiene una distribución uniforme de 40 espacios cada 12 cm.

MEMORIA DE CALCULO

EJE "9"

FLEXION Y CORTE : VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "3"

VIGA C-2'

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 11,41 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 1,83 Tm				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP (m)	PI.INF (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
6,04	12,83	13,13	104,2	0,0	0,9	1,00	2,00	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)	4,64	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)

CORTE

Vu : 9,40 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,054	12*0,054= 0,648	SI	0,056	12*0,056= 0,672	SI	0,068	12*0,068= 0,816	SI

NOTA :La viga C-I tiene refuerzo superior a todo lo largo, tiene distribución uniforme de 33 espacios cada 12 cm.

EJE "10"

FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 43,44 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 17,80 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	12,42	12,83	13,13	104,2	1,70	0,90	2,70	1,90	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,62	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-2'	4,79	6,32	6,79	54,2	-	-	-	-	(6Ø14)	(6Ø14)	3,66	6,32	6,79	2Ø12	2Ø12

NOTA.- La viga C-2' esta reforzada a todo lo largo.

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 23,66 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26.1	24	12,8	12	0,107	12*0,107= 1,284	SI 18Ø12	0,077	20*0,077= 1,54	SI 10Ø20	0,102	11*0,102= 1,122	SI 18Ø12
C-2'	1,57	120	13,55	24	9,6	10	0,051	10*0,107= 1,07	SI	0,064	10*0,064= 0,64	SI	0,065	10*0,065= 0,65	SI

EJE "11" FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 14,67 Tm										REFUERZO INFERIOR : M(+) 9,36 Tm					
VIGA	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
A- B	8,26	12,83	13,13	103,5	1,10	0,90	2,20	2,00	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)	4,09	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)
B-C	8,33	12,83	13,13	103,5	1,30	0,60	2,40	1,10	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)	4,13	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)
C-2'	3,74	6,32	6,79	54,2	-	-	-	-	(6Ø12)	(6Ø12)	2,65	2,26	2,26	(2Ø12)	(2Ø12)

CORTE

Vu :10,73 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² *So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B	1,57	220	25,88	24	12,8	12	0,059	12*0,059= 0,71	SI 18Ø12	0,045	15*0,045= 0,675	SI 14Ø15	0,056	12*0,056= 0,672	SI 18Ø12
B-C	1,57	220	25,88	24	12,8	12	0,055	12*0,055= 0,66	SI 18Ø12	0,044	15*0,044= 0,66	SI 16Ø15	0,056	12*0,056= 0,672	SI 18Ø12
C-2'	1,57	120	13,55	24	9,6	10	0,048	10*0,048= 0,48	SI	0,054	10*0,054= 0,54	SI	0,058	10*0,058= 0,58	SI

MEMORIA DE CALCULO

VIGAS 1'-2'
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 20,62 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 9,91 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A',C, D',E', F',G, H,I, J,L	10,17	12,83	13,13	104,2	0,7	1,50	1,70	2,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,74	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
B'	10,17	12,83	19,63	103,4	0,3	0,9	1,40	2,00	9,82 (2Ø25)	9,81 (2Ø25)	5,71	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
K	9,78	12,83	13,13	103,5	0,7	0,6	1,70	1,70	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,86	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
I'*	1,06	12,83	13,13	104,2	0,0	0,0	1,10	1,10	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	3,15	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

* NOTA: La viga tiene refuerzo inferior a todo lo largo.

CORTE

Vu : 15,33 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
EJES	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A'-C', D'-E', F'-G, H-I, J-L	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,072	0,072*12= 0,864	SI 18Ø12	0,075	15*0,075= 1,125	SI 10Ø15	0,084	12*0,084= 1,01	SI 18Ø12
B'	1,57	220	25,85	24	12,8	12	0,071	0,071*12= 0,852	SI 18Ø12	0,071	15*0,071= 1,065	SI 10Ø15	0,087	12*0,087= 1,044	SI 18Ø12
K	1,57	220	25,88	24	14,4	12	0,073	0,073*12= 0,876	SI 18Ø12	0,065	15*0,065= 0,975	SI 10Ø15	0,083	12*0,083= 0,996	SI 18Ø12
I'	1,57	220	26,1	24	14,4	12	0,060	0,060*12= 0,72	SI 18Ø12	0,065	15*0,065= 0,975	SI 14Ø15	0,076	12*0,076= 0,912	SI 18Ø12

MEMORIA DE CALCULO

PISO N.- 05

SENTIDO "X"

EJE "A"

FLEXION Y CORTE :

VIGAS 1-2 HASTA 10-11 :IDEM PISO N.- 06

EJE "B"

FLEXION Y CORTE :

VIGA 1-3 : IDEM PISO N.- 06

VIGAS 3-4 HASTA 9-10 :

FLEXION :

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 29,06 (Tm)								REFUERZO INFERIOR : M(+) 10,18 (Tm)						
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
12,42	12,83	13,13	104,2	2,0	1,80	3,0	2,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,19	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 16 (Tm)						REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	25,88	24	12,8	12	0,086	12*0,086= 1,032	SI 18Ø12	0,073	20*0,073= 1,46	SI 13Ø20	0,102	12*0,102= 1,22	SI 18Ø12

MEMORIA DE CALCULO

VIGA 10-11:
FLEXION:

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 68,42 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 15,65 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
12,57	12,83	13,13	103,5	2,90	0,0	3,90	1,00	4,37 (4Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,48	12,83	13,13	4,37 (4Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 29,64 (T)						REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	25,88	24	12,8	12	0,077	12*0,077= 0,924	SI 18Ø12	0,073	15*0,073= 1,095	SI 17Ø15	0,102	12*0,102= 1,22	SI 18Ø12

EJE "C"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 29,89 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 14,26 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2	12,42	12,83	13,13	104,2	0,0	1,50	1,0	2,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	8,17	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
2-3 HASTA 9-10	12,42	12,83	13,13	104,2	4,00	4,00	5,0	5,0	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,69	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
10-11	12,42	12,83	13,13	104,2	2,50	0,00	3,50	1,0	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,66	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 20,64 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,055	12*0,055= 0,66	SI (18@12)	0,075	15*0,075= 1,125	SI (19@15)	0,088	12*0,088= 1,056	SI 18@12
2-3 HASTA 9-10	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,088	12*0,088= 1,056	SI 18@12	0,074	20*0,074= 1,48	SI 13@20	0,099	12*0,099= 1,188	SI 18@12
10-11	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,081	12*0,081= 0,972	SI 18@12	0,061	20*0,061= 0,122	SI 14@20	0,051	12*0,051= 0,612	SI 18@12

EJE "D"
FLEXION

	REFUERZO SUPERIOR M(-) : 20,44 (Tm)										REFUERZO INFERIOR M(+):11,29 (Tm)				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2	9,82	12,83	13,13	104,2	0,70	0,62	1,75	1,70	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,55	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
2-3	9,58	12,83	13,13	104,2	2,33	0,00	3,40	1,00	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,74	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 18,52 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,077	12*0,077= 0,924	SI 18@12	0,046	20*0,046= 0,92	SI 12@20	0,084	12*0,084= 1,008	SI 18@12
2-3	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,049	12*0,049= 0,588	SI 18@12	0,038	20*0,038= 0,76	SI 12@20	0,029	12*0,029= 0,348	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "E"

VIGA 1-2

FLEXION Y CORTE : IDEM PISO N.- 06

EJE "F"

VIGA 1-2"

FLEXION Y CORTE : IDEM PISO N.- 04

EJE 2' FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 25,78 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 12,73 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B	12,42	12,83	13,13	104,2	1,70	1,60	2,70	2,60	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,43	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
B-C	4,76	12,83	13,13	104,2	2,70	4,25	3,74	5,3	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,97	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-D HASTA J-K	11,03	12,83	13,13	104,2	1,70	1,60	2,70	2,60	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,51	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA : La viga B-C tiene refuerzo superior en toda su longitud.

CORTE

Vu : 17,63 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,09	12*0,09= 1,08	SI 18Ø12	0,058	15*0,058= 0,87	SI 17Ø15	0,075	12*0,075= 0,9	SI 18Ø12
B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,033	12*0,033= 0,396	SI 18Ø12	0,037	15*0,037= 0,555	SI 17Ø15	0,03	12*0,03= 0,36	SI 18Ø12
C-D HASTA J-K	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,074	12*0,074= 0,888	SI 18Ø12	0,066	15*0,066= 0,99	SI 17Ø15	0,078	12*0,078= 0,936	SI 18Ø12

MEMORIA DE CALCULO

**VIGA K-L :
FLEXION**

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 17,94 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 7,16 (Tm)				
AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
11,39	12,83	13,13	104,2	0,00	1,40	1,0	2,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,76	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 10,90 (T)						REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,073	12*0,073= 0,876	SI	0,091	12*0,091= 1,092	SI	0,099	12*0,099= 1,189	SI

NOTA : La viga tiene distribución uniforme de 40 espacios cada 12 cm.

**EJE 1'
FLEXION**

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 15,64 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 7,6 (Tm)				
	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
A-B HASTA J-K	9,22	12,83	13,13	104,2	1,40	1,70	2,40	2,70	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,56	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 9,96 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B HASTA J-K	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,057	12*0,057= 0,684	SI 18@12	0,048	20*0,048= 0,96	SI 13@20	0,060	12*0,060= 0,72	SI 18@12

**VIGA K-L
FLEXION**

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 7,12 (Tm)								REFUERZO INFERIOR : M(+) 2,80 (Tm)						
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
7,99	12,83	13,13	104,2	0,70	0,80	1,70	1,90	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,10	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 6,47 (T)						REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,059	12*0,059= 0,708	SI	0,057	12*0,057= 0,684	SI	0,064	12*0,064= 0,768	SI

NOTA : La viga tiene una sola distribución de 45 espacios cada 12 cm.

MEMORIA DE CALCULO

SENTIDO "Y"
EJE "1"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 42,12 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 22,63 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B	12,42	12,83	14,51	104,1	0,8	1,0	1,80	2,0	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	9,82	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
B-C	12,42	12,83	14,51	104,1	0,9	1,3	2,00	2,4	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	10,51	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-D	6,56	6,32	6,79	54,2	-	-	-	-	6Ø12	6Ø12	5,18	6,32	6,79	6Ø12	6Ø12
D-F	8,72	12,83	14,51	104,1	1,10	1,00	2,10	2,00	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	6,98	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA : Las vigas C-D y D-F tienen refuerzo superior en toda su longitud.

CORTE

Vu : 18,88 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B	1,57	220	26	24	12,8	12	0,083	12*0,083= 0,996	SI 18@12	0,076	15*0,076= 1,14	SI 14@15	0,082	12*0,082= 0,984	SI 18@12
B-C	1,57	220	26	24	12,8	12	0,081	12*0,081= 0,972	SI 18@12	0,073	15*0,073= 1,095	SI 14@15	0,084	12*0,084= 1,008	SI 18@12
C-D	1,57	120	13,55	24	9,6	10	0,088	10*0,088= 0,88	SI	0,086	10*0,086= 0,86	SI	0,076	10*0,076= 0,76	SI
D-F	1,57	220	26	24	12,8	12	0,076	12*0,076= 0,912	SI	0,075	12*0,075= 0,90	SI	0,080	12*0,080= 0,96	SI

NOTA . La viga D-F tiene una sola distribución de 36 espacios cada 12 cm.

La viga C-D tiene una sola distribución de 28 espacios cada 10 cm.

MEMORIA DE CALCULO

EJE 1*
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 5,65 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 4,43 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
D-F	1,88	12,83	13,13	104,2	0,60	0,60	1,60	1,60	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	2,60	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 5,63 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
D-F	1,57	220	26	24	12,8	12	0,029	0,348	SI	0,029	0,348	SI	0,029	0,348	SI

EJE "2"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 77,96 Tm										REFUERZO INFERIOR : M(+) 40,05 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-C	20,41	12,83	22,33	103,8	2,40	1,90	3,40	2,90	7,44 (2Ø22)	14,89 (3Ø25)	12,42	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-D*	7,58	7,49	7,70	64,2	0,22	1,10	0,90	1,80	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)	5,44	7,49	7,70	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)
D-2'	7,22	7,49	7,70	64,2	0,95	2,20	1,60	2,85	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)	4,19	7,49	7,70	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)

NOTA : La viga C-D tiene reforzamiento superior a todo lo largo.

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 34,59 (T)							REFORZAMIENTO SUPERIOR			REFORZAMIENTO CENTRAL			REFORZAMIENTO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-C	1,57	220	26,1	12,8	24	12	0,093	12*0,093= 1,116	SI 18@12	0,054	20*0,094= 1,08	SI 48@20	0,091	12*0,091= 1,092	SI 18@12
C-D	1,57	140	16,1	11,2	24	12	0,08	12*0,08= 0,96	SI	0,078	12*0,078= 0,936	SI	0,093	12*0,093= 1,12	SI
D-2'	1,57	140	16,1	11,2	24	12	0,053	12*0,053= 0,636	SI 18@12	0,048	20*0,048= 0,96	SI 18@20	0,120	12*0,12= 1,44	SI 18@12

NOTA: La viga C-D tiene una sola distribución de 24 espacios cada 12 cm.

EJE "2"

FLEXION

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 23 (Tm)										REFUERZO SUPERIOR : M(+) 6,24 (Tm)				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
D-F	12,42	12,83	16,34	104	0,0	2,50	-	-	-	-	8,10	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA : La viga tiene refuerzo superior a todo lo largo.

CORTE .

Vu : 11,56 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
D-F	1,57	220	26	24	12,8	12	0,058	12*0,085= 1,02	SI	0,075	10*0,075= 0,75	SI	0,084	12*0,084= 1,01	SI

NOTA : La viga tiene una distribución uniforme de 38 espacios cada 12 cm.

MEMORIA DE CALCULO

EJE "3"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 38,76 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(-) 16,32 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B B-C	13,13	12,83	14,51	103,8	1,50	0,9	2,50	1,90	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	8,59	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-2'	13,54	12,83	14,51	103,8	2,20	1,10	3,20	2,10	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	8,85	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu: 22,91 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B B-C	1,57	220	25,95	12,8	24	12	0,111	12*0,111= 1,332	SI 18Ø12	0,081	15*0,081= 1,215	SI 14Ø15	0,096	12*0,096= 1,152	SI 18Ø12
C-2'	1,57	220	25,95	12,8	24	12	0,096	12*0,096= 1,152	SI 18Ø12	0,069	20*0,069= 1,38	SI 24Ø20	0,089	12*0,089= 1,068	SI 18Ø12

EJE "4"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 29,35 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M (+) : 13,1 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	12,42	12,83	13,13	104,2	1,40	0,80	2,40	1,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,54	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-D	8,37	7,49	9,24	64,2	-	-	-	-	6Ø14	6Ø14	8,37	7,49	9,24	2Ø14	2Ø14

NOTA .- La viga C-D tiene refuerzo superior uniforme de 6Ø14 y refuerzo inferior uniforme de 2Ø14.

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 17,30 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,101	12*0,101= 1,21	SI 18@12	0,073	15*0,073= 1,095	SI 14@15	0,090	12*0,09= 1,08	SI 18@12
C-D	1,57	140	16,1	24	11,2	10	0,104	10*0,104= 1,04	SI	0,062	10*0,062= 0,62	SI	0,046	10*0,046= 0,46	SI

NOTA .- La viga C-D tiene refuerzo transversal uniforme de 32 espacios cada 10 cm.

EJE "5"

VIGAS A-B ^ B-C , FLEXION Y CORTE : IDEM VIGAS EJE 4

VIGA C-2' :

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 29,17 (Tm)										REFUERZO INFERIOR . M(+)16,72 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
12,42	12,83	13,13	104,2	1,10	1,60	2,10	2,60	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,95	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 13,15 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,075	12*0,075= 0,9	SI 18@12	0,07	15*0,075= 1,125	SI 20@15	0,073	12*0,073= 0,876	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "6"

VIGAS A-B ^ B-C , FLEXION Y CORTE : IDEM VIGAS EJE "4"

VIGA C-2' :

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 12,02 Tm										REFUERZO INFERIOR . M(+) 5,93 Tm				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
8,41	12,83	13,13	104,2	0,8	1,30	1,80	2,30	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,00	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 7,01 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,052	12*0,052= 0,624	SI 18Ø12	0,046	20*0,046= 0,92	SI 11Ø20	0,052	12*0,052= 0,624	SI 18Ø12

EJE "7"

VIGAS A-B ^ B-C

FLEXION Y CORTE : IDEM VIGAS EJE "4"

VIGA C-2' :

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR . M(-) : 19,45 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 10,60 Tm				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
12,42	12,83	13,13	104,2	1,10	0,5	2,10	1,50	4,37 (4Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,32	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 13,67 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,083	12*0,083= 0,996	SI 18@12	0,065	20*0,065= 1,3	SI 7@20	0,073	12*0,073= 0,876	SI 18@12

EJE "8"

FLEXION

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 35,98 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 15,30 (Tm)				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	12,42	12,83	13,13	104,2	1,50	0,8	2,50	1,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,16	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-2'	7,87	12,83	13,13	104,2	0,5	0,9	1,50	1,90	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,63	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 21,73 (Tm)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,1	12*0,1= 1,20	SI 18@12	0,072	15*0,072= 1,08	SI 14@15	0,084	12*0,084= 1,01	SI 18@12
C-2'	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,058	12*0,058= 0,696	SI	0,06	12*0,06= 0,72	SI	0,065	12*0,065= 0,78	SI

NOTA . La viga C-H tiene una distribución de estribos uniforme de 40 espacios cada 12 cm.

MEMORIA DE CALCULO

EJE "9"

VIGAS A-B ^ B-C, FLEXION Y CORTE : IDEM VIGAS EJE "8"

VIGA C-2' : FLEXION Y CORTE : IDEM VIGAS PISO N.- 06

EJE "10"

FLEXION:

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 42,48 (Tm)										REFUERZO INFERIOR . M(+) 16,71 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	12,61	12,83	13,13	104,2	1,60	0,8	2,60	1,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	8,25	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE : VIGAS A-B ^ B-C

Vu : 23,90 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,11	12*0,11= 1,32	SI 18@12	0,08	15*0,08= 1,2	SI 14@15	0,105	12*0,105= 1,26	SI 18@12

VIGA C-2' .- FLEXIÓN Y CORTE : IDEM VIGA PISO N.- 06

EJE "11"

FLEXIÓN Y CORTE

VIGAS A-B , B-C , C-2' : IDEM VIGA PISO N.- 06

MEMORIA DE CALCULO

VIGAS 1'-2'
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 25,54 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 15,16 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A'-D' E'-F' G-H-I J-L	12,42	12,83	13,13	104	1,10	1,80	2,10	2,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	9,68	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
B'	12,70	12,83	14,51	103	1,20	1,90	2,20	2,90	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	8,31	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C'	12,42	12,83	14,51	103	1,10	1,80	2,10	2,80	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	7,52	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
K	12,42	12,83	13,13	104	1,10	1,80	2,20	2,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,66	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
I'*	1,06	12,83	13,13	104,2	0,0	0,0	1,10	1,10	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	3,15	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

* NOTA: La viga tiene refuerzo inferior a todo lo largo.

CORTE

Vu : 18,60 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
EJES	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A'-D' E'-F' G-H-I J-L	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,088	12*0,088= 1,06	SI 18Ø12	0,085	15*0,085= 1,275	SI 10Ø15	0,101	12*0,101= 1,212	SI 18Ø12
B'	1,57	220	25,75	24	12,8	12	0,081	12*0,081= 0,972	SI 18Ø12	0,101	15*0,101= 1,515	SI 10Ø15	0,106	12*0,106= 1,272	SI 18Ø12
C'	1,57	220	25,75	24	12,8	12	0,082	12*0,082= 0,984	SI 18Ø12	0,077	15*0,077= 1,155	SI 10Ø15	0,102	12*0,102= 1,224	SI 18Ø12

VIGA I' : IDEM PISO N.- 06

MEMORIA DE CALCULO

VIGA K

Vu : 15,47 (T)							REFUERZO SUPERIOR		REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,088	12*0,088= 1,056	SI 18@12	0,079	15*0,079= 1,19	SI 10@15	0,096	12*0,096= 1,152	SI 18@12

VIGA 2*-C' :

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 29,74 (Tm)								REFUERZO INFERIOR : M(+) 8,59 (Tm)						
AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
11,29	12,83	13,13	104,2	2,70	0,00	3,75	1,00	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,27	12,83	13,13	4,37 2Ø18	8,75 4Ø16

CORTE

Vu : 21,08 (T)							REFUERZO SUPERIOR		REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	11	0,114	12*0,114= 1,368	SI	0,094	12*0,094= 1,128	SI	0,062	12*0,062= 0,744	SI

NOTA : La viga tiene distribución uniforme de 33 espacios cada 12 cm.

MEMORIA DE CALCULO

PISO N.- 04

SENTIDO "X"

EJE "A" (FLEXION)

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 14,38 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 9,60 Tm				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2 HASTA 10-11	12,4	12,83	13,13	104,2	2,0	1,40	3,0	2,40	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	8,32	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 10,25 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*S (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2 HASTA 10-11	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,071	12*0,071= 0,852	SI 18@12	0,06	20*0,06= 1,2	SI 13@20	0,072	12*0,072= 0,864	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "B"

FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 69,40 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 15,57 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
2-3	15,52	12,83	21,01	103,1	0,0	2,50	1,0	3,50	7,0 (2Ø20)	14,01 (3Ø25)	10,11	12,83	13,13	4,38 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
3-4 HASTA 10-11	12,57	12,83	21,01	103,1	1,70	1,40	2,70	2,40	4,38 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	8,23	12,83	13,13	4,38 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 27,19 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
2-3	1,57	220	25,78	24	12,8	12	0,06	12*0,06= 0,72	SI (18@12)	0,081	15*0,081= 1,215	SI 19@15	0,105	12*0,105= 1,26	SI 18@12
3-4 HASTA 10-11	1,57	220	25,78	24	12,8	12	0,087	12*0,087= 1,044	SI 18@12	0,075	20*0,075= 1,5	SI 13@20	0,092	12*0,092= 1,104	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "C"

FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 30,63 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 14,84 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2	12,42	12,83	13,13	104,2	0,0	1,40	1,0	2,40	4,38 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	8,09	12,83	13,13	4,38 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
2-3 HASTA 9-10	12,42	12,83	13,13	104,2	1,50	1,50	2,50	2,50	4,38 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,64	12,83	13,13	4,38 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
10-11	12,42	12,83	13,13	104,2	2,50	0,00	3,30	1,00	4,38 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,97	12,83	13,13	4,38 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 22,47 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)=	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,081	12*0,081= 0,972	SI (18Ø12)	0,073	15*0,073= 1,095	SI 19Ø15	0,062	12*0,062= 0,74	SI 18Ø12
2-3 HASTA 9-10	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,094	12*0,094= 1,128	SI 18Ø12	0,08	15*0,08= 1,2	SI 17Ø15	0,106	12*0,106= 1,27	SI 18Ø12
10-11	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,081	12*0,081= 0,972	SI 18Ø12	0,061	15*0,061= 0,915	SI 19Ø15	0,084	12*0,084= 1,01	SI 18Ø12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "D"

FLEXION Y CORTE : VIGAS 1-2 ; 2-3 : IDEM VIGA PISO N.- 05

EJE "E"

FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 3,57 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 11,05 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2	2,85	12,83	13,13	104,2	1,20	0,0	2,20	1,00	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,77	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 5,50 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) *So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) *So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) *So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI 18@12	0,029	20*0,029= 0,58	SI 15@20	0,029	12*0,029= 0,348	SI 18@12

EJE "F"

FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 28,96 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 14,40 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2"	11,03	12,83	13,13	104,2	1,20	1,40	2,30	2,45	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,45	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 15,96 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,069	0,069*12= 0,828	SI 18@12	0,057	20*0,057= 1,14	SI 30@20	0,074	12*0,074= 0,888	SI 18@12

**EJE 2'
FLEXION**

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 24,92 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 11,73 (Tm)				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B C-D HASTA J-K	12,42	12,83	13,13	104,2	1,60	1,80	2,60	2,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,13	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
B-C	7,84	12,83	13,13	104,2	3,0	3,95	1,00	4,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,62	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
K-L	10,61	12,83	13,13	104,2	0,0	1,30	1,00	2,40	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,93	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 17,30 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B C-D HASTA J-K	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,093	12*0,093= 1,116	SI 18@12	0,071	15*0,071= 1,065	SI 17@15	0,106	12*0,106= 1,272	SI 18@12
B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,053	12*0,053= 0,636	SI 18@12	0,039	15*0,039= 0,585	SI 17@15	0,041	12*0,041= 0,492	SI 18@12
K-L	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,077	0,924	SI	0,072	0,864	SI	0,08	0,96	SI

MEMORIA DE CALCULO

NOTA : La viga K-L tiene distribución uniforme de 40 espacios cada 12 cm.

EJE 1'
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 14,26 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 9,56 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B HASTA J-K	10,66	12,83	13,13	104,2	1,40	1,70	2,40	2,70	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,10	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
K-L	10,49	12,83	13,13	104,2	0,8	1,80	0,75	1,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,89	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 10,06 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B HASTA J-K	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,065	12*0,065= 0,78	SI 18@12	0,056	15*0,056= 0,84	SI 17@15	0,070	12*0,070= 0,84	SI 18@12
K-L	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,075	15*0,075= 1,125	SI	0,070	15*0,070= 1,05	SI	0,078	15*0,078= 1,17	SI

NOTA : La viga K-L tiene distribución uniforme de 31 espacios cada 15 cm.

MEMORIA DE CALCULO

SENTIDO "Y"

EJE "1"

FLEXION

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 19,78 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 13,58 Tm				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B	14,65	12,83	14,91	103,9	0,7	1,10	1,70	2,10	4,97 (2Ø18)	9,94 (2Ø25)	12,61	12,83	12,96	4,32 (1Ø20)	8,64 (2Ø25)
B-C	13,11	12,83	13,13	103,9	0,90	1,30	2,00	2,40	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	12,42	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,74 (4Ø16)
C-D	6,56	6,32	6,79	54,2	-	-	-	-	6Ø12	6Ø12	6,56	6,32	6,79	6Ø12	6Ø12
D-F	10,36	12,83	13,13	103,9	0,8	0,7	1,85	1,70	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	8,72	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA : Las vigas C-D Y D-F tienen refuerzo superior en toda su longitud.

CORTE

Vu : 12,37 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B	1,57	220	25,98	24	14,4	14	0,076	14*0,076= 1,064	SI 15@14	0,073	15*0,073= 1,095	SI 14@15	0,079	14*0,079= 1,106	SI 15@14
B-C	1,57	220	25,98	24	14,4	14	0,073	12*0,073= 0,876	SI 18@12	0,071	15*0,071= 1,065	SI 14@15	0,077	12*0,071= 0,852	SI 18@12
C-D	1,57	120	13,55	24	9,6	10	0,104	10*0,104= 1,04	SI	0,106	10*0,106= 1,06	SI	0,076	10*0,076= 0,76	SI
D-F	1,57	220	25,98	24	14,4	14	0,086	14*0,086= 1,204	SI	0,086	14*0,086= 1,204	SI	0,091	14*0,091= 1,274	SI

NOTA : La viga D-F tiene distribución uniforme de 36 espacios cada 14 cm.

La viga C-D tiene distribución uniforme de 29 espacios cada 10 cm.

MEMORIA DE CALCULO

EJE 1*
FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 4,43 (Tm)											REFUERZO INFERIOR : M(+) 5,49 Tm				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
D-F	2,03	12,83	13,13	104,2	1,50	1,60	2,60	2,70	4,37 2Ø18	8,75 4Ø16	3,15	12,83	13,13	4,37 2Ø18	8,75 4Ø16

CORTE

Vu : 5,57 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
D-F	1,57	220	25,95	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI 18Ø12	0,029	12*0,029= 0,348	SI 5Ø12	0,029	12*0,029= 0,348	SI 18Ø12

EJE "2"
FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 65,81 (Tm)											REFUERZO INFERIOR M(+) : 36,40 (Tm)				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-C	18,86	12,83	21,01	103,8	2,70	2,10	3,70	3,10	7,0 (2Ø20)	14,01 (3Ø25)	12,42	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-D	7,73	7,49	7,70	64,2	0,22	0,90	0,86	1,54	5Ø14	5Ø14	6,77	7,49	7,70	2,56 (2Ø14)	5,13 (5Ø14)
D-2'	7,73	7,49	7,70	64,2	0,95	2,20	1,60	2,85	2,56 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)	4,33	7,49	7,70	2,56 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)

NOTA : La viga C-D tiene refuerzo superior a todo lo largo.

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 25,12 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-C	1,57	220	26,10	12,8	24	12	0,102	12*0,102= 1,224	SI 18@12	0,064	15*0,064= 0,96	SI 64@15	0,095	12*0,095= 1,14	SI 18@12
C-D	1,57	140	16,05	11,2	24	12	0,096	12*0,096= 1,152	SI	0,097	12*0,097= 1,164	SI	0,104	12*0,104= 1,248	SI
D-2'	1,57	140	16,05	11,2	24	12	0,057	12*0,057= 0,684	SI 11@12	0,049	20*0,049= 0,98	SI 18@20	0,147	10*0,147= 1,47	SI 14@10

NOTA : La viga C-D tiene distribución uniforme 24 espacios cada 12 cm.

EJE 2*

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 24 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+): 5,5 Tm					
VIGA	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
	12,42	12,83	16,49	104	2,15	-	3,20	-	5,50 (2Ø18)	11 (3Ø22)	7,45	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA : La viga tiene refuerzo superior en toda su longitud.

CORTE

Vu : 11,76 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
	1,57	220	26	24	12,8	12	0,06	12*0,06= 0,72	SI	0,078	12*0,078= 0,936	SI	0,087	12*0,087= 1,04	SI

NOTA : La viga tiene distribución uniforme de 38 espacios cada 12 cm.

MEMORIA DE CALCULO

EJE "3"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR . M(-) 38,11 (T)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 16 (T)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	14,75	12,83	14,51	104	1,50	1,20	2,50	1,90	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	9,62	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-2'	14,40	12,83	14,51	104	1,10	2,30	2,10	3,30	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	9,40	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 22,65 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26	24	12,8	12	0,119	12*0,119= 1,43	SI 18@12	0,090	15*0,09= 1,35	SI 14@15	0,098	12*0,098= 1,176	SI 18@12
C-2'	1,57	220	26	24	12,8	12	0,102	12*0,102= 1,22	SI 18@12	0,071	15*0,071= 1,065	SI 32@15	0,091	12*0,091= 1,092	SI 18@12

EJE "4"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR . M(-) : 33,29 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 15,31 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	13,16	12,83	14,51	104	1,40	0,75	2,40	1,80	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	8,61	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

VIGA C-D .- FLEXIÓN Y CORTE : IDEM VIGA PISO N.- 06

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 16,31 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26	24	12,8	12	0,107	12*0,107= 1,284	SI 18@12	0,079	15*0,079= 1,185	SI 14@15	0,093	12*0,093= 1,116	SI 18@12

EJE "5"

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 33,46 (Tm)																REFUERZO INFERIOR : M(+) : 15,34 Tm	
VIGA	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)		
A-B ^ B-C	12,56	12,83	14,51	104	1,40	0,8	2,40	1,80	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	8,22	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)		
C-2'	13,43	12,83	14,51	104	1,10	1,60	2,10	2,60	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	8,78	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)		

CORTE

Vu : 21 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26	24	12,8	12	0,106	12*0,106= 1,272	SI 18@12	0,078	15*0,078= 1,17	SI 14@15	0,089	12*0,089= 1,068	SI 18@12
C-2'	1,57	220	26	24	12,8	12	0,079	12*0,079= 0,948	SI 18@12	0,074	15*0,074= 1,11	SI 23@15	0,077	12*0,077= 0,924	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "6"

FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 24,34 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+)13,93 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	12,42	12,83	13,13	104,2	1,40	0,8	2,40	1,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,96	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-2'	9,77	12,83	13,13	104,2	0,8	1,30	1,80	2,30	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,57	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø18)

CORTE

Vu : 16,09 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) *So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) *So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) *So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,104	12*0,104= 1,248	SI 18@12	0,075	15*0,075= 1,125	SI 14@15	0,088	12*0,088= 1,056	SI 18@12
C-2'	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,063	12*0,063= 0,756	SI 18@12	0,052	15*0,052= 0,78	SI 17@15	0,059	12*0,059= 0,708	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "7"

VIGAS A-B ^ B-C .- CORTE Y FLEXION : IDEM VIGAS EJE "6"

VIGA C-2' :

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 19,87 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 10,39 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
12,42	12,83	13,13	104,2	1,00	0,5	2,00	1,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,34	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 13,65 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,087	12*0,087= 1,044	SI	0,069	12*0,069 0,828	SI	0,078	12*0,078= 0,936	SI

NOTA : La viga tiene distribución uniforme de 45 espacios cada 12 cm

EJE "8"

VIGAS A-B ^ B-C .- CORTE Y FLEXION : IDEM VIGAS EJE "6"

VIGA C-2' :

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 11,35 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 3,54 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
9,55	12,83	13,13	104,2	0,5	0,9			4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,50	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA .- La viga tiene refuerzo superior a todo lo largo.

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 7,60 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,07	12*0,07= 0,84	SI	0,071	12*0,071= 0,852	SI	0,077	12*0,077= 0,924	SI

NOTA .- La viga tiene distribución uniforme de 40 espacios cada 12 cm

EJE "9"

FLEXION

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 29,30 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 14,94 Tm				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	12,76	12,83	13,13	104,2	1,50	0,7	2,50	1,70	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	8,35	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-2'	9,63	12,83	13,13	104,2	0,3	0,8	1,30	1,8	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,99	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA : La viga C-2' tiene refuerzo superior en toda su longitud.

CORTE

Vu : 18,94 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,107	12*0,107= 1,284	SI 18@12	0,078	15*0,078= 1,17	SI 14@15	0,095	12*0,095= 1,14	SI 18@12
C-2'	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,082	12*0,082= 0,984	SI	0,079	12*0,079= 0,948	SI	0,091	12*0,091= 1,092	SI

MEMORIA DE CALCULO

NOTA : La viga C-2' tiene distribución uniforme de 33 espacios cada 12 cm.

EJE 10

FLEXION

		REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 40,67 (Tm)									REFUERZO INFERIOR : M(+) 16,25 (Tm)				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	12,60	12,83	14,51	104	1,60	0,7	2,60	1,70	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	8,25	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 23,35 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,106	12*0,106= 1,272	SI 18@12	0,077	15*0,077= 1,155	SI 14@15	0,101	12*0,101= 1,21	SI 18@12

VIGA C-2'

FLEXIÓN Y CORTE : IDEM PISO N.- 06

EJE "11"

FLEXION Y CORTE

VIGAS A-B , B-C , C-2' : IDEM PISO N.- 06

MEMORIA DE CALCULO

VIGAS 1'-2'
FLEXION

EJES	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 25,21 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 12,70 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A'-D' F'-G H, I, J K, L	12,4	12,83	13,13	104,2	1,10	1,70	2,10	2,70	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	11,53	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
B'	13,1	12,83	21,01	103,8	1,10	1,70	2,10	2,80	7,0 (2Ø20)	14,01 (3Ø25)	8,85	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C'	12,4	12,83	14,51	104	1,10	1,70	2,10	2,80	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	7,75	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

VIGA	Vu : 25,19 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A'-D' F'-G H, I, J, K L	1,57	220	26,10	12,8	24	12	0,090	12*0,090= 1,08	SI 18Ø12	0,091	15*0,091= 1,365	SI 10Ø15	0,105	12*0,105= 1,26	SI 18Ø12
B'	1,57	220	26,10	12,8	24	12	0,088	12*0,088= 1,056	SI 18Ø12	0,100	15*0,1= 1,50	SI 10Ø15	0,108	12*0,108= 1,30	SI 18Ø12
C'	1,57	220	26,10	12,8	24	12	0,086	12*0,086= 1,032	SI 18Ø12	0,081	15*0,081= 1,215	SI 10Ø15	0,106	12*0,106= 1,27	SI 18Ø12

VIGA I' : IDEM PISO N.- 06 (FLEXIÓN Y CORTE)

MEMORIA DE CALCULO

VIGA E' :IDEM VIGA C'

VIGA K (FLEXION)

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 21,09 Tm								REFUERZO INFERIOR : M(+) : 8,25 Tm						
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
10,39	12,83	22,81	104	1,10	1,70	2,20	2,80	7,6 (2Ø22)	15,21 (4Ø22)	7,40	12,83	14,51	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)

CORTE

Vu : 15,02 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	14,4	12	0,069	12*0,069= 0,828	SI 18@12	0,062	15*0,062= 0,93	SI 10@15	0,07	12*0,07= 0,84	SI 18@12

VIGA 2*-C'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 25,32 (Tm)								REFUERZO INFERIOR : M(+) : 7,86 Tm						
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
12,42	12,83	13,13	104,2	1,10	0,0	2,10	1,0	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,99	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA : La viga tiene refuerzo superior a todo lo largo.

CORTE

Vu : 18,73 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,122	12*0,122= 1,46	SI	0,1	12*0,1 1,20	SI	0,079	12*0,079= 0,948	SI

NOTA .- La viga tiene estribos con espaciamento uniforme de 12cm en toda su longitud.

MEMORIA DE CALCULO

PISO N.- 03

SENTIDO "X"

EJE "A"

FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 16,88 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 9,68 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2 HASTA 10-11	12,42	12,83	13,13	104,2	1,50	1,40	2,50	2,40	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	9,57	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 10,60 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2 HASTA 10-11	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,075	12*0,075= 0,90	SI 18@12	0,064	20*0,064= 1,28	SI 13@20	0,076	12*0,076= 0,912	SI 18@12

EJE "B"

FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 54,92 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 17,69 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
2-3	15,05	12,83	18,85	104	0,0	2,50	1,0	3,50	6,28 (2Ø20)	12,57 (4Ø20)	9,82	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
3-4 HASTA 10-11	12,42	12,83	13,13	104	1,80	1,90	2,80	2,90	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	9,0	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 24,55 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
2-3	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,06	12*0,06= 0,72	SI 18@12	0,08	15*0,08= 1,2	SI 19@15	0,104	12*0,104= 1,248	SI 18@12
3-4 HASTA 9-10	1,57	220	26	24	12,8	12	0,09	12*0,09= 1,08	SI 18@12	0,076	15*0,076= 1,14	SI 19@15	0,096	12*0,096= 1,152	SI 18@12
10-11	1,57	220	26	24	12,8	12	0,118	12*0,118= 1,42	SI 18@12	0,093	15*0,093= 1,395	SI 19@15	0,109	12*0,109= 1,308	SI 18@12

**EJE "C"
FLEXION**

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) 38,22 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 15,07 Tm				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2 HASTA 9-10	12,59	12,83	13,13	104,2	1,80	1,50	2,80	2,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	8,24	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
10-11	12,42	12,83	13,13	104,2	2,50	0,00	3,50	1,00	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	8,02	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 19,41 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2 HASTA 9-10	1,57	220	104,2	24	12,8	12	0,094	12*0,094= 1,128	SI (18@12)	0,075	20*0,075= 1,50	SI (13@20)	0,105	12*0,105= 1,26	SI (18@12)
10-11	1,57	220	0,081	24	12,8	12	0,081	12*0,081= 0,972	SI (18@12)	0,062	15*0,062= 0,93	SI (19@15)	0,086	12*0,086= 1,03	SI (18@12)

EJE "D"

VIGA 1-2 ; 2-3 ; FLEXION Y CORTE : IDEM PISO N.-05

EJE "E" :

VIGA 1-2 ; FLEXION Y CORTE : IDEM PISO N.- 04

EJE "F":

VIGA 1-2'' ; FLEXION Y CORTE : IDEM PISO N.- 04

EJE 2'

FLEXION

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 23,81 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+)12,59 Tm				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B' , C'-D HASTA J-K	12,42	12,83	13,13	104,2	1,40	1,50	2,40	2,90	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,34	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
B'-C'	8,58	12,83	13,13	104,2	0,2	3,00	1,30	4,10	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,83	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

VIGA K-L : IDEM VIGA PISO N.- 04

CORTE

Vu : 16,98 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A'-B' C'-D' HASTA J-K	1,57	220	26	24	12,8	12	0,092	12*0,092= 1,104	SI 18@12	0,07	15 *0,07= 1,05	SI 17@15	0,113	12*0,113= 1,36	SI 18@12
B'-C'	1,57	220	26	24	12,8	12	0,057	12*0,057= 0,684	SI 18@12	0,041	15*0,041= 0,585	SI 17@15	0,044	12*0,044= 0,528	SI 18@12
K-L	1,57	220	26	24	12,8	12	0,087	12*0,087= 1,04	SI	0,081	12*0,081= 0,972	SI	0,087	12*0,087= 1,04	SI

NOTA .- La viga K-L tiene distribución uniforme de 37 espacios cada 12 cm.

EJE 1'

FLEXION

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 15,08 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) 9,71 Tm				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A' -B' HASTA J-K									4,37 (2@18)	8,75 (4@16)				4,37 (2@18)	8,75 (4@16)
K-L	11,89	12,83	13,13	104,2	1,20	1,00	2,20	2,00	4,37 (2@18)	8,75 (4@16)	7,60	12,83	13,13	4,37 (2@18)	8,75 (4@16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 10,30 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A'-B' HASTA J-K	1,57	220	26	24	12,8	12	0,072	12*0,072= 0,864	SI 18@12	0,062	15*0,062= 0,93	SI 17@15	0,075	12*0,075= 0,90	SI 18@12
K-L	1,57	220	26	24	12,8	12	0,086	12*0,086= 1,032	SI	0,080	12*0,08= 0,96	SI	0,087	12*0,087= 1,044	SI

NOTA.- La viga K-L tiene distribución uniforme de 37 espacios cada 12 cm.

SENTIDO "Y"

EJE "1"

FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 7,44 (Tm)									REFUERZO INFERIOR : M(+) : 3,15 (Tm)					
	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
A-B ^ B-C	12,42	12,83	13,13	104,2	1,20	1,00	2,20	2,00	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	12,42	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
D-F	11,60	12,83	13,13	104,2	-	0,3	-	1,30	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	11,06	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA.- La viga D-F tiene refuerzo superior en toda su longitud.

CORTE

Vu : 4,85 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,072	12*0,072= 0,864	SI 18@12	0,067	15*0,067= 1,01	SI 14@15	0,074	12*0,074= 0,888	SI 18@12
D-F	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,109	1,308	SI	0,115	1,38	SI	0,120	1,44	SI

MEMORIA DE CALCULO

NOTA .- La viga D-F tiene distribución uniforme de 33 espacios cada 12 cm.

EJE 1*
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M (-) : 2,90 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(-) : 8,16 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
C-F	3,00	12,83	13,13	104,2	0,60	0,4	1,70	1,50	4,37 2Ø18	8,75 4Ø16	3,47	12,83	13,13	4,37 2Ø18	8,75 4Ø16

CORTE

Vu : 5,97 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
C-F	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,029	0,029*12= 0,348	SI 18@12	0,029	0,029*15= 0,435	SI 29@15	0,029	0,029*12= 0,348	SI 18@12

EJE "2"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M (-) : 65,08 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(-) : 36,84 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-C	19,22	12,83	19,63	103,75	2,70	2,10	3,70	3,10	9,82 (2Ø25)	9,81 (2Ø25)	12,42	12,83	13,13	4,37 2Ø18	8,75 4Ø16
C-D	7,73	7,49	7,70	64,2	-	-	2,94	2,94	5Ø14	5Ø14	7,49	7,70	7,70	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)
D-2'	7,73	7,49	7,70	64,2	1,00	1,45	1,65	2,10	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)	4,46	7,70	7,70	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 65,08 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-C	1,57	220	26	12,8	24	12	0,102	12*0,102= 1,224	SI 18@12	0,065	15*0,065= 0,975	SI 64@15	0,098	12*0,098= 1,176	SI 18@12
C-D	1,57	140	16,05	11,2	24	12	0,102	12*0,102= 1,224	SI	0,101	12*0,101= 1,212	SI	0,103	12*0,103= 1,236	SI
D-2'	1,57	140	16,05	11,2	24	12	0,06	12*0,06= 0,72	SI 11@12	0,048	20*0,048= 0,96	SI 18@20	0,159	10*0,159= 1,59	SI 14@10

NOTA .- La viga C-D tiene una sola distribución de 24 espacios cada 12 cm.

**EJE 2*
FLEXION**

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 21,73 (Tm)											REFUERZO INFERIOR : M(+) : 5,36 (Tm)				
VIGA	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
D-F	12,42	12,83	15,71	104	-	2,40	-	-	-	-	7,07	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA .- La viga tiene refuerzo superior en toda su longitud.

CORTE

Vu : 11,16 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
D-F	1,57	220	26	12,8	24	12	0,058	12*0,058= 0,696	SI	0,076	12*0,076= 0,912	SI	0,085	12*0,085= 1,02	SI

NOTA .- La viga tiene distribución uniforme de 38 espacios cada 12 cm.

MEMORIA DE CALCULO

EJE "3"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 36,72 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 16 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	14,69	12,83	15,27	104,1	1,50	0,8	2,50	1,80	5,09 (2Ø18)	10,18 (4Ø18)	9,59	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-2'	14,38	12,83	15,27	104,1	1,10	2,20	2,10	3,20	5,09 (2Ø18)	10,18 (4Ø18)	9,39	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 22,26 (Tm)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26	24	12,8	12	0,118	12*0,118= 1,416	SI 18@12	0,089	15*0,089= 1,335	SI 14@15	0,099	12*0,099= 1,189	SI 18@12
C-2'	1,57	220	26	24	12,8	12	0,093	12*0,093= 1,116	SI 18@12	0,072	15*0,072= 1,08	SI 32@15	0,092	12*0,092= 1,104	SI 18@12

EJE "4"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 32,74 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 15,25 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	13,19	12,83	15,27	104,1	1,40	0,9	2,40	1,90	5,09 (2Ø18)	10,18 (4Ø18)	8,63	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 20,74 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26	24	12,8	12	0,106	12*0,106= 1,272	SI 18@12	0,079	15*0,079= 1,185	SI 14@15	0,093	12*0,093= 1,116	SI 18@12

VIGA C-2' .- FLEXIÓN Y CORTE : IDEM PISO N.- 06

EJE "5"

FLEXION

	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 32,93 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 15,32 (Tm)				
VIGA	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	12,59	12,83	14,51	104	1,40	0,8	2,40	1,80	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	8,30	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-2'	13,54	12,83	14,51	104	1,00	1,60	2,00	2,60	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	8,93	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 20,83 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26	24	12,8	12	0,106	12*0,106= 1,272	SI (18@12)	0,078	15*0,078= 1,17	SI 14@15	0,09	12*0,09= 1,08	SI 18@12
C-2'	1,57	220	26	24	12,8	12	0,079	12*0,079= 0,948	SI 18@12	0,074	15*0,074= 1,11	SI 20@15	0,077	12*0,077= 0,924	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "6"

FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 23,95 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 13,93 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	12,42	12,83	13,13	104,2	1,40	0,7	2,40	1,70	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	8,00	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-2'	9,98	12,83	13,13	104,2	0,9	1,40	1,90	2,40	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,72	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 16,17 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26	24	12,8	12	0,104	12*0,104= 1,248	SI 18@12	0,076	15*0,076= 1,14	SI 14@15	0,088	12*0,088= 1,056	SI 18@12
C-2'	1,57	220	26	24	12,8	12	0,065	12*0,065= 0,78	SI 18@12	0,053	15*0,053= 0,795	SI 14@15	0,059	12*0,059= 0,708	SI 18@12

EJE "7"

VIGAS A-B ^ B-C .- FLEXION Y CORTE : IDEM VIGAS EJE "6"

VIGA C-2'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 20,24 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 10,35 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
12,42	12,83	13,13	104,2	1,0	0,5	2,0	1,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,85	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 13,58 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,088	12*0,088= 1,056	SI	0,070	12*0,070= 0,84	SI	0,08	12*0,08= 0,96	SI

NOTA.- La viga tiene distribución uniforme de 45 espacios cada 12 cm.

EJE "8"

VIGAS A-B ^ B-C .- FLEXION Y CORTE : IDEM VIGAS EJE "6"

VIGA C-2'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 11,25 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 3,40 (Tm)				
AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
9,79	12,83	13,13	104,2	0,6	0,9	1,64	1,94	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,77	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA.- La viga tiene refuerzo superior en toda su longitud.

CORTE

Vu : 7,51 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,071	12*0,071= 0,852	SI	0,073	12*0,073= 0,876	SI	0,078	12*0,078= 0,936	SI

NOTA .- La viga tiene distribución uniforme de 43 espacios cada 12 cm.

MEMORIA DE CALCULO

EJE "9"

VIGAS A-B ^ B-C .- FLEXIÓN Y CORTE : IDEM VIGAS EJE "6"

VIGA C-2'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 8,34 (Tm)								REFUERZO INFERIOR : M(+) : 1,53 (Tm)						
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
10,11	12,83	13,13	104,2	-	0,8	1,0	1,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	8,32	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA .- La viga tiene refuerzo negativo en toda su longitud.

CORTE

Vu : 8,05 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,081	12*0,085= 102	SI	0,081	12*0,081= 0,972	SI	0,093	12*0,093= 1,116	SI

NOTA .- La viga tiene distribución uniforme de 33 espacios cada 12 cm.

EJE "10"

FLEXION

VIGA	REFUERZO POSITIVO : M(-) : 38,57 (Tm)										REFUERZO NEGATIVO : M(+) : 16 Tm				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A-B ^ B-C	14,21	12,83	15,27	104,1	1,50	0,8	2,50	1,80	5,09 (2Ø18)	10,18 (4Ø18)	9,20	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 22,79 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26	24	12,8	12	0,116	12*0,116= 1,392	SI 18@12	0,086	15*0,086= 1,29	SI 14@15	0,111	12*0,111= 1,332	SI 18@12

VIGA C-J FLEXION Y CORTE : IDEM PISO N.- 06

EJE "11" FLEXIÓN

REFUERZO SUPERIOR : M(-) 15,50 Tm																REFUERZO INFERIOR : M(+) 9,40 Tm					
VIGA	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)						
A- B	12,42	12,83	13,13	103,5	1,10	0,90	2,20	2,00	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)	8,80	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)						
B-C	12,29	12,83	13,13	103,5	1,30	0,60	2,40	1,10	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)	7,82	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,04 (4Ø16)						
C-2'	5,86	6,32	6,79	54,2	-	-	-	-	6Ø12	6Ø12	4,95	2,26	2,26	2Ø12	2Ø12						

* La viga C-2' se refuerza a todo lo largo tanto superior como inferiormente.

CORTE

Vu :11,02 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² *So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B	1,57	220	25,88	24	12,8	12	0,081	12*0,081= 0,972	SI 18@12	0,067	15*0,067= 1,005	SI 14@15	0,077	12*0,077= 0,924	SI 18@12
B-C	1,57	220	25,88	24	12,8	12	0,073	12*0,073= 0,88	SI 18@12	0,062	15*0,062= 0,93	SI 14@15	0,073	12*0,073= 0,88	SI 18@12
C-2'	1,57	120	13,55	24	9,6	10	0,086	10*0,086= 0,86	SI	0,082	10*0,082= 0,82	SI	0,086	10*0,086= 0,86	SI

* La viga C-2' se refuerza transversalmente con estribos Ø 10 cada 22 cm.

MEMORIA DE CALCULO

VIGAS 1'-2'
FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 24,52 (Tm)											REFUERZO INFERIOR : M(+):16,55 Tm				
EJES	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
A'-D' F,G,H I,J,L	12,42	12,83	13,13	104,2	0,7	1,10	1,70	2,10	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	12,42	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
B'	13,19	12,83	19,63	103,8	0,7	1,10	1,80	2,20	9,82 (2Ø25)	9,81 (2Ø25)	9,21	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C'	12,42	12,83	15,27	104,1	0,7	1,10	1,80	2,10	5,09 (2Ø18)	10,18 (4Ø18)	7,78	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

REFUERZO SUPERIOR : M(-):24,50 (Tm)											REFUERZO INFERIOR : M(+):13,40 Tm				
EJE	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
E	12,42	12,83	14,51	104	0,7	1,10	1,80	2,20	4,84 (2Ø18)	9,67 (3Ø20)	6,93	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (3Ø20)
K	12,90	12,83	22,81	104,1	0,7	1,10	1,80	2,20	7,6 (2Ø22)	15,21 (4Ø22)	10,46	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (3Ø20)

CORTE

Vu :17,90 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
EJES	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A'-D' F,G,H, I,J,L	1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,095	12*0,095= 1,14	SI 18Ø12	0,096	15*0,096= 1,44	SI 10Ø15	0,109	12*0,109= 1,308	SI 18Ø12
B'	1,57	220	25,95	24	12,8	12	0,089	12*0,089= 1,068	SI 18Ø12	0,105	15*0,105= 1,57	SI 10Ø15	0,108	12*0,108= 1,296	SI 18Ø12
C'	1,57	220	26	24	12,8	12	0,087	12*0,087= 1,044	SI 18Ø12	0,081	15*0,081= 1,215	SI 10Ø15	0,108	12*0,108= 1,296	SI 18Ø12

VIGA I' : IDEM PISO N.- 06 (FLEXIÓN Y CORTE)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 13,90 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
E	1,57	220	26	24	12,8	12	0,084	12*0,084= 1,008	SI 18@12	0,081	15*0,081= 1,215	SI 10@15	0,096	12*0,096= 1,152	SI 18@12
K	1,57	220	26	24	14,4	11	0,105	12*0,105= 1,26	SI 18@12	0,085	15*0,085= 1,275	SI 10@15	0,105	12*0,105= 1,26	SI 18@12

**VIGA 2* -C'
FLEXION**

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 22,62 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 6,59 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
12,42	12,83	13,13	104,2	1,0	-	2,0	1,0	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,84	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 17,16 (T)						REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,117	12*0,117= 1,404	SI	0,097	12*0,097= 1,164	SI	0,081	12*0,081= 0,972	SI

NOTA.- La viga tiene refuerzo superior en toda su longitud, y distribución transversal uniforme de 33 espacios cada 12 cm.

MEMORIA DE CALCULO

PISO N.- 02

SENTIDO "X"

EJE "B"

FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 25,58 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 14 (Tm)				
	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
1-2 HASTA 9-10	10,61	12,83	13,13	104,2	1,70	1,30	2,70	2,30	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,85	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
10-11	11,92	12,83	13,13	104,2	1,30	0,00	2,30	1,00	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,89	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 16,66 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2 HASTA 9-10	1,57	220	26	24	12,8	12	0,078	12*0,078= 0,936	SI 18Ø12	0,064	20*0,064= 1,28	SI 13Ø20	0,08	12*0,08= 0,96	SI 18Ø12
10-11	1,57	220	26	24	12,8	12	0,069	12*0,069= 0,828	SI 18Ø12	0,047	15*0,047= 0,705	SI 19Ø15	0,046	12*0,046= 0,552	SI 18Ø12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "C"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 29,36 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 11,56 (Tm)				
	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
1-2 HASTA 9-10	12,42	12,83	13,13	104,2	1,70	1,30	2,70	2,30	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,34	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
10-11	7,90	12,83	13,13	104,2	1,30	1,00	2,30	1,20	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,79	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 16,40 (Tm)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2 HASTA 9-10	1,57	220	26	24	12,8	12	0,085	12*0,085= 1,02	SI 18Ø12	0,066	20*0,066= 1,32	SI 13Ø20	0,084	12*0,084= 1,008	SI 18Ø12
10-11	1,57	220	26	24	12,8	12	0,066	12*0,066= 0,792	SI 18Ø12	0,050	15*0,05= 0,75	SI 19Ø15	0,064	12*0,064= 0,768	SI 18Ø12

EJE "D"

VIGAS 1-2 ; 2-3

FLEXION Y CORTE : IDEM PISO N.- 04

MEMORIA DE CALCULO

EJE "E"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 4,38 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 10,51 (Tm)				
	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI. IZQ. (m)	PI. DER. (m)	L. IZQ. (m)	L. DER. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
1-2	2,12	12,83	13,13	104,2	1,00	0,00	2,0	1,0	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	3,93	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 6,15 (T)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2	1,57	220	26	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI 18@12	0,029	15*0,029= 0,435	SI 20@15	0,029	12*0,029= 0,348	SI 18@12

EJE "F"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 28,19 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 11,39 (Tm)				
	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI. IZQ. (m)	PI. DER. (m)	L. IZQ. (m)	L. DER. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
1-2"	9,57	12,83	13,13	104,2	1,20	1,30	2,25	2,35	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,48	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 15,14 (Tm)							REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1-2"	1,57	220	26	24	12,8	12	0,063	12*0,063= 0,756	SI 18@12	0,046	20*0,046= 0,92	SI 30@20	0,059	12*0,059= 0,708	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE 2'

VIGAS A'-B' hasta J-K excepto B'-C'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 29,86 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) :16 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
10,80	12,83	13,13	104,2	1,50	1,60	2,50	2,60	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,25	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 19,10 (T)						REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,076	12*0,076= 0,912	SI 18@12	0,065	15*0,065= 0,975	SI 17@15	0,084	12*0,084= 1,008	SI 18@12

VIGA B'-C'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 9,71 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+): 3,41 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
5,03	12,83	13,13	104,2	0,5	3,10	1,50	4,10	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	2,86	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 7,91 (T)						REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,036	12*0,036= 0,432	SI 18@12	0,029	15*0,029= 0,435	SI 19@15	0,031	12*0,031= 0,372	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

SENTIDO "Y"
EJE "2"
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M (-) : 32,36 (Tm)									REFUERZO INFERIOR : M(-) : 14,38 (Tm)					
	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
A-B ^ B-C	12,42	12,83	13,13	104,2	1,60	0,9	2,60	1,90	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,40	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)
C-D	5,56	7,49	7,70	64,2	0,65	0,15	-	-	5Ø14	5Ø14	4,08	7,49	7,70	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)
D-2'	6,47	7,49	7,70	64,2	1,00	1,40	2,10	2,25	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)	3,20	7,49	7,70	2,57 (2Ø14)	5,13 (3Ø14)

NOTA : La viga C-D tiene refuerzo superior a todo lo largo.

CORTE

Vu : 18,97 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
A-B ^ B-C	1,57	220	26	24	12,8	12	0,085	12*0,085= 1,02	SI 18Ø12	0,062	15*0,062= 0,93	SI 14Ø15	0,078	12*0,078= 0,936	SI 18Ø12
C-D	1,57	140	16,05	24	11,2	12	0,065	12*0,065= 0,78	SI	0,066	12*0,066= 0,792	SI	0,075	12*0,075= 0,90	SI
D-2'	1,57	140	16,05	24	11,2	12	0,055	12*0,055= 0,66	SI 11Ø12	0,042	20*0,042= 0,84	SI 18Ø20	0,086	12*0,086= 1,032	SI 18Ø20

NOTA : La viga C-D tiene distribución uniforme de 24 espacios cada 12 cm.

EJE 1'
FLEXION

VIGA	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 2,23 (Tm)									REFUERZO INFERIOR : M(+): 5,71 (Tm)					
	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
D-F	0,74	12,83	13,13	104,2	0,0	0,3	1,00	1,30	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	3,40	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 4,84 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
VIGA	Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
D-F	1,57	220	24	26	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,029	12*0,029= 0,348	SI	0,029	12*0,029= 0,29	SI

NOTA .- La viga tiene distribución uniforme de 40 espacios cada 12 cm

EJE 2'

VIGA D-F

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 20,15 (Tm)										REFUERZO INFERIOR: M(+): 5,61 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
12,42	12,83	13,13	104,2	0,00	2,30	1,0	3,30	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,69	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 1,11 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,049	12*0,049= 0,588	SI	0,065	12*0,065= 1,2	SI	0,074	12*0,074= 0,888	SI

NOTA .- La viga tiene distribución uniforme de 36 espacios cada 12 cm.

MEMORIA DE CALCULO

EJE "3"
VIGA C-2'
FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 45,25 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 24 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
12,42	12,83	13,13	104,2	1,20	2,0	2,20	3,0	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	9,74	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 26,82 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,105	12*0,105= 1,26	SI 18Ø12	0,085	15*0,085= 1,275	SI 32Ø15	0,109	12*0,109= 1,308	SI 18Ø12

EJE "4"
VIGA C-2'
FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 40,46 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 24 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
12,42	12,83	13,13	104,2	1,20	1,50	2,20	2,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	9,54	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 22,84 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	11	0,097	12*0,097= 1,164	SI 18Ø12	0,074	15*0,074= 1,11	SI 26Ø15	0,096	12*0,096= 1,152	SI 18Ø12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "5"
VIGA C-2'
FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 31,09 (Tm)								REFUERZO INFERIOR : M(+) : 14,65 (Tm)						
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
11,44	12,83	13,13	104,2	0,9	1,10	1,90	2,10	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,87	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 25,48 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,103	12*0,103= 1,236	SI 18Ø12	0,053	20*0,053= 1,06	SI 20Ø15	0,093	12*0,093= 1,116	SI 18Ø12

EJE "6"
VIGA C-2'
FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 23,45 (Tm)								REFUERZO INFERIOR : M(+) : 11,40 (Tm)						
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
9,92	12,83	13,13	104,2	1,0	0,7	2,0	1,70	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,91	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 20,13 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26,1	24	12,8	12	0,09	12*0,09= 1,08	SI 18Ø12	0,051	15*0,051= 0,765	SI 14Ø15	0,083	12*0,083= 0,996	SI 18Ø12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "7"
VIGA C-2'
FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 18,74 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 8 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
8,91	12,83	13,13	104,2	1,0	0,2	2,00	1,20	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,41	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 18,74 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,086	12*0,086= 1,032	SI	0,052	12*0,052= 0,624	SI	0,071	12*0,071= 0,852	SI

NOTA .- La viga tiene distribución uniforme de 47 espacios cada 12 cm.

EJE "8"
VIGA C-2'
FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 12,09 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 5,20 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
7,81	12,83	13,13	104,2	1,0	0,5	2,0	1,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,61	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 11,85 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,095	12*0,095= 1,14	SI	0,049	12*0,049= 0,588	SI	0,068	12*0,068= 0,816	SI

NOTA .- La viga tiene distribución uniforme de 40 espacios cada 12 cm.

EJE "9"

VIGA C-2'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 6,16 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 1,68 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
7,41	12,83	13,13	104,2	0,2	0,7	1,20	1,70	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,39	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA.- La viga tiene refuerzo superior en toda su longitud.

CORTE

Vu = 5,15 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,061	12*0,061= 0,732	SI	0,056	12*0,056= 0,672	SI	0,061	12*0,061= 0,732	SI

NOTA.- La viga tiene distribución uniforme de 33 espacios cada 12 cm.

EJE "10"

VIGA C-2'

FLEXION Y CORTE : IDEM VIGAS PISOS 3 al 6.

MEMORIA DE CALCULO

EJE "11"

VIGAS A"B - BB" FLEXIÓN

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 5,61 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 1,38 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
5,15	6,32	6,79	54,2	-	-	-	-	(6Ø12)	(6Ø12)	4,37	6,32	6,79	(6Ø12)	(6Ø12)

CORTE

Vu : 5,31 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	120	13,55	24	9,6	10	0,074	10*0,074= 0,74	SI	0,063	10*0,063= 0,63	SI	0,079	10*0,079= 0,79	SI

NOTA .- Las vigas tienen refuerzo continuo longitudinal y están reforzadas transversalmente con 30 espacios cada 10 cm.

VIGAS 1'-2'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 18,77 (Tm)											REFUERZO INFERIOR : M(+) : 12,60 (Tm)				
EJES	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
B' HASTA K	10,71	12,83	13,13	104,2	1,0	1,20	2,0	2,22	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,83	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 13,07 (T)							REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
EJES	Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
B' HASTA K	1,57	220	26	24	12,8	12	0,076	12*0,076= 0,912	SI 18Ø12	0,066	15*0,066= 0,99	SI (10Ø15)	0,076	12*0,076= 0,912	SI 18Ø12

MEMORIA DE CALCULO

**EJE I' :
FLEXIÓN**

REFUERZO SUPERIOR										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 6,45 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
4,47	12,83	13,13	104,2	0,0	0,75	1,10	1,80	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	3,14	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 5,43 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI 18@12	0,029	15*0,029= 0,44	SI (14Ø15)	0,039	12*0,039= 0,468	SI 18@12

VIGA 2*-C' , FLEXIÓN

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 19,60 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 48,29 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
8,24	12,83	13,13	104,2	1,00	0,00	2,00	1,00	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	4,08	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

NOTA .- La viga tiene refuerzo superior en toda su longitud.

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 15,29 (T)						REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	11	0,083	12*0,083= 0,996	SI	0,065	12*0,065= 0,78	SI	0,056	12*0,056= 0,672	SI

NOTA.- La viga tiene 33 espacios cada 12 cm.

**PISO N.- 01 ,
SENTIDO "X", EJE "B"**

VIGAS 1-2 Hasta 9-10 : FLEXION Y CORTE IDEM PISO N.- 02.

VIGA 10 - 11 :

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 25,76 (Tm)								REFUERZO INFERIOR : M(+) : 17,27 (Tm)						
AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
8,74	12,83	12,83	104,2	1,20	1,60	2,20	2,60	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,48	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

Vu : 18,41 (T)						REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,073	12*0,073= 0,876	SI 18@12	0,063	15*0,063= 0,945	SI 19@15	0,068	12*0,068= 0,816	SI 18@12

MEMORIA DE CALCULO

EJE "C"

VIGAS 1-2 hasta 9-10 : FLEXION Y CORTE IDEM PISO N.- 02

VIGA 10-11

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 25,30 (Tm)								REFUERZO INFERIOR . M(+) :18,68 (Tm)						
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
7,70	12,83	13,13	104,2	1,40	0,6	2,40	1,60	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	6,79	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 18,25 (T)						REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So) 0	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,045	12*0,045= 0,54	SI 18@12	0,032	15*0,032= 0,48	SI 19@15	0,033	12*0,033= 0,396	SI 18@12

EJE "D"

VIGA 1-2 ; 2-3 : FLEXION Y CORTE IDEM PISO N.- 04

EJE "E"

VIGA 1-2 : FLEXION Y CORTE IDEM PISO N.- 02

EJE "F"

VIGA 1-2" : FLEXION Y CORTE IDEM PISO N.- 02

MEMORIA DE CALCULO

EJE 2'

VIGAS : A'-B' HASTA J-K , excepto B'-C'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 33,77 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 16,37 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
9,18	12,83	13,13	104,2	1,60	1,50	2,60	2,50	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	8,12	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 17,57 (T)						REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,080	12*0,080= 0,96	SI 18Ø12	0,065	15*0,065= 0,975	SI 17Ø15	0,086	12*0,086= 1,032	SI 18Ø12

VIGA B'-C'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 15,42 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 5,09 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.IZQ. (m)	PI.DER. (m)	L.IZQ. (m)	L.DER. (m)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
3,54	12,83	13,13	104,2	1,0	2,0	2,0	3,0	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	2,43	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 11,40 (Tm)						REFUERZO IZQUIERDO			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO DERECHO		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,029	12*0,029= 0,348	SI 18Ø12	0,029	15*0,029= 0,435	SI 17Ø15	0,024	12*0,024= 0,288	SI 18Ø12

MEMORIA DE CALCULO

SENTIDO "Y"

EJES 2 al 10

VIGAS A-B ^ B-C : FLEXION Y CORTE IDEM PISO N.-02

EJE 1'

VIGA D-F : FLEXION Y CORTE IDEM PISO N.- 02

EJE "2"

VIGA C-D : FLEXION Y CORTE IDEM PISO N.- 02

VIGA D -2'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-):12,2 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+):6,63 (Tm)				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
4,81	7,49	7,70	64,2	1,00	1,20	2,10	2,25	2,57 (2@14)	5,13 (3@14)	4,38	7,49	7,70	2,57 (2@14)	5,13 (3@14)

CORTE

Vu: 15,40 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	140	16,1	24	11,2	12	0,040	12*0,040= 0,480	SI 18@12	0,031	20*0,031= 0,62	SI 18@20	0,055	12*0,055= 0,66	SI (18@12)

EJE 2'

VIGA D-2' : FLEXION Y CORTE IDEM PISO N.- 02

EJE "3"

VIGA C-2' : FLEXION Y CORTE IDEM PISO N.- 02

MEMORIA DE CALCULO

EJE "4"

VIGA C-2' : FLEXION Y CORTE IDEM PISO N.- 02

EJE "5"

VIGA C-2'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 37,53 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 17,14 Tm				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
9,0	12,83	13,13	104,2	0,9	1,20	1,90	2,20	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	7,50	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

CORTE

Vu : 37,53 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm2)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,105	12*0,105= 1,26	SI 18@12	0,05	16*0,05= 0,8	SI 20@15	0,097	12*0,097= 1,16	SI 18@12

EJE "6"

VIGA C-2' : FLEXION Y CORTE IDEM PISO N.- 02

EJE "7"

VIGA C-2'

FLEXION

REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 21,48 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 8,80 Tm				
AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm2)	2As/3 (cm2)	AS. REQ. (cm2)	AS. MIN. (cm2)	AS. PROV. (cm2)	As/3 (cm2)	2As/3 (cm2)
6,61	12,83	13,13	104,2	1,0	0,4	2,00	1,40	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	3,89	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

MEMORIA DE CALCULO

CORTE

Vu : 19 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,074	12*0,074= 0,888	SI	0,043	12*0,043= 0,516	SI	0,069	12*0,069= 0,828	SI

NOTA .- La viga tiene distribución uniforme de 47 espacios cada 12 cm.

EJE "8"

VIGA C-2' : FLEXION Y CORTE IDEM VIGAS PISO N.- 02

EJE "9"

VIGA C-2' : FLEXION Y CORTE IDEM VIGAS PISO N.- 02

VIGAS 1'-2'

FLEXION

EJES	REFUERZO SUPERIOR : M(-) : 23,99 (Tm)										REFUERZO INFERIOR : M(+) : 11,45 Tm				
	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	d (cm)	PI.SUP. (m)	PI.INF. (m)	L.SUP. (m)	L.INF. (m)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)	AS. REQ. (cm ²)	AS. MIN. (cm ²)	AS. PROV. (cm ²)	AS/3 (cm ²)	2As/3 (cm ²)
B' HASTA K	7,40	12,83	13,13	104,2	1,40	1,00	2,40	2,00	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)	5,49	12,83	13,13	4,37 (2Ø18)	8,75 (4Ø16)

Vu : 16,70 (T)						REFUERZO SUPERIOR			REFUERZO CENTRAL			REFUERZO INFERIOR		
Av (cm ²)	2h (cm)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Av) (#ESP.)
1,57	220	26	24	12,8	12	0,069	0,069*12 0,828	SI 18@12	0,059	15*0,059= 0,885	SI 10@15	0,062	12*0,062= 0,744	SI 18@12

VIGAS I' : CORTE Y FLEXIÓN IDEM PISO N.- 02.

A.3.1) DETERMINACIÓN DE LONGITUDES DE TRASLAPE EN VIGAS

NOMENCLATURA Y ESPECIFICACIONES:

Ar: Acero requerido
 Ap : Acero provisto
 %V : Porcentaje de varillas a traslaparse dentro de "lt"
 CL : Clase de traslape.
 C1 : (Espaciamiento centro a centro de las varillas)/2
 C2 : Recubrimiento medido desde el centro de la varilla/2
 De estos dos valores se toma el menor (Cb)
 S : Espaciamiento máximo del refuerzo transversal dentro de la longitud de desarrollo.
 n : Número de varillas en 1 capa (máximo)
 Ktr : Índice de refuerzo transversal.
 f'c : 240 Kg/cm²
 fy : 4200 Kg/cm²

$Ktr = (Atr \cdot fy / 105 \cdot S \cdot n) \text{ (cm.)}$
 Atr : Área total del refuerzo transversal (cm².)
 db : diámetro de la varilla (cm.)
 $r = (Cb + Ktr) / db \leq 2,5$
 $ld = db \cdot fy \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \lambda / 3,53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot r \text{ (cm)}$
 (longitud de desarrollo)
 Ψ_t :Factor de posición de la varilla
 Ψ_t :1,3 (Superiores) ;1,0 (otras varillas)
 Ψ_e :Factor de protección epóxica (1)
 Ψ_s :Factor de tamaño de la varilla
 0,8 ($\leq \emptyset 22$) ; 1 ($\geq \emptyset 22$)
 λ :Factor de concreto ligero. ($\lambda = 1$)
 $Lt = ld \text{ (Clase "A")} \geq 30 \text{ (cm.)}$
 $Lt = 1,3 \cdot ld \text{ (Clase "B")} \geq 30 \text{ (cm.)}$

PISO N.- 07 EJE "A"

VIGA	Ar/Ap	%V	CL	C1	C2	C	S	N	Ktr	db	r	lt	AR/Ap	%V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
1-2 HASTA 2-3	0,53	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,37	<50	A	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	65
3-4	0,40	>50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8 1,6	1,6 1,8	120 95	0,20	<50	A	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,6	70
4-5 HASTA 6-7	0,53	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,37	<50	A	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	65
7-8	0,44	<50	A	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,6	95	0,22	<50	A	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	65
8-9 HASTA 10-11	0,53	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,37	<50	A	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	65

MEMORIA DE CALCULO

EJE "B"

	TRASLAPE SUPERIOR : M (-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
1-3	0,89	<50	B	2,8	6,2	2,8	11	5	1,15	2,2	1,8	160	0,95	<50	B	2,3	5	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
8-9	1,00	<50	B	2,3	5,9	2,3	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,75	<50	B	2,3	5	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
9-10																								
10-11	1,00	<50	B	2,3	5,9	2,3	15	6	0,70	1,8	1,68	115	0,75	<50	B	2,3	5	2	15	6	0,69	1,8	1,68	90

EJE "C"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
1-2	0,89	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,57	<50	B	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
2-3	0,71	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,58	<50	B	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
8-9	0,77	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,47	<50	A	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65
9-10																								
10-11	0,86	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,43	<50	A	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65

EJE "D"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
1-3	0,38	<50	A	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,6	90	0,41	<50	A	2,3	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,60	70

MEMORIA DE CALCULO

EJE 2'

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	LT
A'-B'	0,55	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,42	<50	A	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	65
B'-C'	0,59	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,33	<50	A	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	65
H-I J-K	0,45	<50	A	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	85	0,23	<50	A	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	65

SENTIDO "Y"

EJE "1"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGAS	Ar/AP	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
A-B Y B-C	0,95	<50	B	2,3	5,85	2	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,52	<50	A	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65

EJE "2"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGAS	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
A-C	0,98	<50	B	3,75	6,25	3,75	20	4	0,79	2,5	1,82	180	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	85

MEMORIA DE CALCULO

EJE "3"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGAS	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
A-B																								
B-C	0,78	<50	B	2,3	5,85	2	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,39	<50	A	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65
C-2'	0,70	<50	B	2,3	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,55	<50	B	2,3	5,85	2	11	6	0,87	1,8	1,76	85

EJE "8"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
A-B																								
B-C	0,58	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,28	<50	A	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65

EJE "9"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
A-C																								
B-C	0,71	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,28	<50	A	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65

EJE "10"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
A-B																								
B-C	0,85	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,54	<50	B	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85

MEMORIA DE CALCULO

EJE "11"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	Cb	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
A-B Y B-C	0,55	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,70	1,8	1,67	115	0,29	<50	A	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	65

PISO N.- 06

SENTIDO "X"

EJE "A"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGAS	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
1-2 HASTA 10-11	0,75	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	2,0	95	0,37	<50	A	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65

EJE "B"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGAS	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	Db	r	lt
1-3	0,94	<50	B	2,8	6,2	2,8	20	5	0,63	2,2	1,6	180	0,95	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
3-4 HASTA 10-11	0,72	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,57	120	0,50	<50	A	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	65

MEMORIA DE CALCULO

EJE "C"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGAS	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
1-2 HASTA 9-10	0,92	<50	B	2,3	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,52	<50	B	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
10-11	0,92	<50	B	2,3	5,85	3	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,52	<50	B	2,3	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,6	120

EJE 2'

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
A'-B' HASTA J-K	0,85	<50	B	2,3	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,43	<50	A	2,3	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,6	70

EJE 1'

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
A-B' HASTA J-K	0,48	<50	A	2,3	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,6	95	0,313	<50	A	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65

MEMORIA DE CALCULO

SENTIDO "Y"

EJE "1"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
A-B B-C	0,86	<50	B	2,83	5,9	2,83	15	5	0,84	1,8	2,0	95	0,63	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85

EJE "2"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	s	n	Ktr	db	r	lt
A-C	0,98	<50	B	3,8	6,25	3,8	20	4	0,8	2,5	1,82	180	0,95	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
A-C	0,92	<50	B	2,8	6,2	2,8	20	5	0,63	2,2	1,56	185	0,95	<50	B	2	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,6	90

EJE "3"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-B HASTA C-2'	0,95	<50	B	2,3	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,58	<50	B	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
2'-1'	0,70	<50	B	2,3	5,85	2	15	6	0,70	1,8	1,7	110	0,49	<50	A	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65

EJE "4" :

VIGAS "A-B" ; "B-C" : IDEM VIGAS EJE "3"

EJE "5"

VIGAS "A-B" ; "B-C" ; "C-E'" : IDEM VIGAS EJE "3".

EJE "6"

VIGAS "A-B" ; "B-C" ; "C-F" : IDEM VIGAS EJE "3".

EJE "7"

VIGAS "A-B" ; "B-C" ; "C-G" : IDEM VIGAS EJE "3".

EJE "8"

VIGAS "A-B" ; "B-C" : IDEM VIGAS EJE "3".

EJE "9"

VIGAS "A-B" ; "B-C" : IDEM VIGAS EJE "3".

EJE "10"

VIGAS "A-B" ; "B-C" : IDEM VIGAS EJE "3".

EJE "11"

VIGAS "A-B" ; "B-C" : IDEM VIGAS PISO N.- 07

MEMORIA DE CALCULO

VIGAS 1'-2' EJES A', C', E', F, G, H, I , J , L

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
EJES	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
REFE- RIDOS	0,77	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	115	0,51	<50	A	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65

PISO N.- 05

SENTIDO "X"

EJE "A"

VIGAS 1-2 HASTA 10-11 : IDEM VIGAS PISO N.-06

EJE "B"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGAS	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
1-3	0,97	<50	B	2,8	6,2	2,8	20	5	0,63	2,2	1,6	180	0,95	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
3-4 HASTA 10-11	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,63	1,8	1,57	120	0,56	<50	B	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	85

MEMORIA DE CALCULO

EJE "C"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGAS	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
1-2	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,52	<50	A	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65
2-3 HASTA 9-10	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,5	1,8	1,6	120	0,56	<50	B	2	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,6	90
10-11	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,5	1,8	1,6	120	0,56	<50	B	2	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,6	90

EJE "D"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
1-2 ^ 2-3	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,57	120	0,56	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	90

EJE 2'

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A'-B C'-D HASTA J-K	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,49	<50	A	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65
B-C	0,3	100	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,5	<50	A	2	5,85	2	15	6	0,7	1,8	1,50	75

MEMORIA DE CALCULO

EJE 1'

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A'-B HASTA J-K	0,7	<50	B	2,3	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,35	<50	A	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65

SENTIDO "Y"

EJE "1"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-B	0,88	<50	B	2,83	6,13	2,8	15	5	0,84	1,8	2,0	95	0,83	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
B-C	0,95	<50	B	2,83	6,13	2,8	20	5	0,63	1,8	1,9	98	0,73	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85

EJE "2"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-C	0,92	<50	B	2,8	6,2	2,8	20	5	0,63	2,2	1,56	185	0,95	<50	B	2	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,6	90

MEMORIA DE CALCULO

EJE "3"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-B B-C	0,9	<50	B	2,88	6,3	2,88	15	5	0,8	1,8	2,0	95	0,65	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
C-2'	0,93	<50	B	2,88	6,3	2,88	20	5	0,63	1,8	2,0	95	0,67	<50	B	2	5,85	2	20	6	0,52	1,8	1,6	90

EJE "4"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-B B-C	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,57	<50	B	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85

EJE "5"

VIGAS A-B ; B-C ; C-2' : IDEM VIGAS EJE "4"

EJE "6"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/A p	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-B B-C	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,57	<50	B	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
C-2'	0,64	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,5	1,8	1,6	120	0,38	<50	A	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65

MEMORIA DE CALCULO

EJE "7"

VIGAS A-B ; B-C ;C-G : IDEM VIGAS EJE "6"

EJE "8"

VIGAS A-B ; B-C ; C-H : IDEM VIGAS EJE "6"

EJE "9"

VIGAS A-B ; B-C : IDEM VIGAS EJE "6"

EJE "10"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "6"

EJE "11"

VIGAS A-B, B-C : IDEM PISO 06.

VIGAS 1'-2'

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
EJES	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
D' E'-F' H-I-J	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,52	<50	A	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	65
B'	0,97	<50	B	2,88	6,3	2,88	15	6	0,7	1,8	2,0	95	0,63	<50	B	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	85
K	0,56	<50	B	2,81	6,20	2,81	15	5	0,8	2,2	1,7	170	0,4	<50	A	2,9	6,0	2,9	12	5	1,05	1,8	2,2	50

MEMORIA DE CALCULO

PISO N.- 04

SENTIDO "X"

EJE "A"

VIGAS 1-2 HASTA 10-11 : IDEM VIGAS PISO N.- 06

EJE "B"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	Lt
3-4 HASTA 10-11	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,63	1,8	1,57	120	0,56	<50	B	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	85

EJE "C"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
2-3 HASTA 10-11	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,58	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85

MEMORIA DE CALCULO

EJE "D"

VIGA 1-3 : IDEM PISO N.- 05

EJE 2'

VIGAS A'-B'; C'-D' HASTA J-K : IDEM PISO N.- 05

VIGA B'-C' : IDEM PISO N.- 05

EJE 1'

VIGA	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A'-B HASTA J-K	0,82	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,46	<50	A	2	5,85	2	11	6	0,87	1,8	1,76	65

SENTIDO "Y"

EJE "1"

VIGA	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-B	0,98	<50	B	3,8	6,13	3,83	15	4	1,1	1,8	2,5	75	0,97	>50	B	5,6	6,2	5,6	12	3	1,74	2,5	2,5	100
B-D	0,83	<50	B	3,8	6,13	3,83	20	4	0,8	1,8	2,5	75	0,62	>50	B	5,6	6,2	5,6	12	3	1,74	2,5	2,5	100

MEMORIA DE CALCULO

EJE "2"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-C	0,91	<50	B	2,81	6,1	2,81	15	5	0,84	2,0	1,8	115	0,95	<50	B	2	5,85	2	15	5	0,8	1,8	1,7	85

EJE "3"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-B																								
B-C	1,02	<50	B	2,9	5,95	2,9	15	5	0,8	1,8	2,1	90	0,73	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
C-2'	1,00	<50	B	2,9	5,95	2,9	15	5	0,8	1,8	2,1	90	0,72	<50	B	2	5,85	2	15	6	0,7	1,8	1,7	85

MEMORIA DE CALCULO

EJE "4"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "3"

EJE "5"

VIGAS A-B ; B-C ^ C-E' : IDEM VIGAS EJE "3"

EJE "6"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-B B-C C-2'	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,61	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85

EJE "7"

VIGAS A-B ; B-C ; IDEM VIGAS EJE "6"

EJE "8"

VIGAS A-B ; B-C ; IDEM VIGAS EJE "6"

EJE "9"

VIGAS A-B ; B-C ; IDEM VIGAS EJE "6"

EJE "10"

VIGAS A-B ; B-C ; IDEM VIGAS EJE "5"

MEMORIA DE CALCULO

EJE "11"

VIGAS "A-B"; "B-C"

IDEM VIGAS PISO N.-07

VIGAS 1'-2'

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
EJES	Ar/A p	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/A p	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
G-H I	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,52	<50	A	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65
B'	0,63	<50	B	2,8	6,2	2,8	15	5	0,8	2,0	1,8	115	0,66	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
C'-E	0,86	<50	B	2,9	6,0	2,9	15	5	0,8	1,8	2,1	90	0,6	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
K	0,56	<50	B	2,28	6,1	2,28	15	6	0,7	2,2	1,4	205	0,56	<50	B	2,88	5,96	2,88	12	5	1,05	1,8	2,18	70

PISO N.-03

SENTIDO "X"

EJE "A" :

VIGAS 1-2 HASTA 10-11 : IDEM VIGAS PISO N.- 04

MEMORIA DE CALCULO

EJE "B"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
3-4 HASTA 10-11	0,73	<50	B	2,3	6	2,3	15	6	0,7	2,0	1,5	140	0,69	<50	B	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	85

EJE "C"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
1-2 HASTA 10-11	0,96	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,62	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85

EJE "D"

VIGAS 1-2,2-3 : IDEM PISO N.- 05

EJE 2'

VIGAS A'-B'; C'-D' hasta J-K : IDEM PISO N.- 05

VIGA B'-C' : IDEM PISO N.- 05

EJE 1'

VIGAS A'-B' hasta J-K : IDEM PISO N.- 04

MEMORIA DE CALCULO

SENTIDO "Y"

EJE "1"

TRASLAPE SUPERIOR : M(-)													TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-B ^ B-C	0,95	<50	B	2	5,9	2	15	6	0,7	1,8	2	115	0,95	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85

EJE "2"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-C	0,98	<50	B	3,75	6,25	3,75	15	4	1,1	2,5	1,9	170	0,95	<50	B	2	5,85	2	15	6	0,7	1,8	1,7	85

EJE "3"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-B ^ B-C	0,96	<50	B	2,32	5,9	2,32	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,73	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85
C-2'	0,94	<50	B	2,84	5,9	2,84	15	6	0,7	1,8	2	95	0,72	<50	B	2	5,85	2	15	6	0,7	1,8	1,7	85

EJE "4"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "3"

MEMORIA DE CALCULO

EJE "5"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGAS	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-B B-C C-2'	0,87	<50	B	2,88	5,95	2,88	15	5	0,84	1,8	2,1	90	0,67	<50	B	2,3	5,85	2,3	11	6	0,87	1,8	1,76	85

EJE "6"

VIGAS A-B; B-C; C-F' : IDEM VIGAS EJE "1"

EJE "7"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "1"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA S	Ar/A p	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/A	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
C-2'	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,7	110	0,57	<50	B	2	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85

EJE "8"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "1"

EJE "9"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "1"

EJE "10"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "3"

EJE "11"

VIGA A-B ; B-C : IDEM VIGAS PISO N.- 07

MEMORIA DE CALCULO

VIGAS 1'-2'

EJES	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
G,H																								
I,J	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,86	<50	B	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	85
B'	0,67	<50	B	3,75	6,25	3,75	15	4	1,1	2,5	1,94	170	0,65	<50	B	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	85
C'	0,99	<50	B	2,32	5,9	2,32	15	6	0,7	1,8	1,70	110	0,6	<50	B	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	85
E	0,86	<50	B	2,88	5,95	2,88	15	5	0,84	1,8	2,10	90	0,53	<50	B	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	85
K	0,57	<50	B	2,28	6,1	2,28	15	6	0,7	2,2	1,35	215	0,78	<50	B	2,88	5,95	2,88	12	5	1,05	1,8	2,18	70

PISOS N.- 01 ^ 02

SENTIDO "X"

EJE "B"

VIGA	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
1-2 HASTA 9-10	0,82	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	2	120	0,44	<50	A	2,3	5,85	2	11	6	0,87	1,8	1,76	65

VIGA	Ar/AP	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
10- 11	0,69	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,34	<50	A	2,3	5,85	2	11	6	0,87	1,8	1,76	65

EJE "C"

VIGAS 1-2 HASTA 9-10 : IDEM VIGAS EJE "B"

VIGA 10 - 11 : IDEM EJE "B"

MEMORIA DE CALCULO

EJE "D"

VIGA 1-3 : IDEM PISO N.- 05

EJE 2'

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A'-B	0,82	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,48	<50	A	2,3	5,85	2	11	6	0,87	1,8	1,76	65
J-K	0,38	<50	A	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	85	0,22	<50	A	2,3	5,85	2	15	6	0,7	1,8	1,7	85

SENTIDO "Y"

EJE "2"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt
A-B ^ B-C	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,49	<50	A	2	5,85	2	11	6	0,87	1,8	1,76	65
C-2'	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	16	6	0,65	1,8	2	115	0,64	<50	B	2	5,85	2	11	6	0,87	1,8	1,76	85

EJE "3"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "2"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	Lt
C-2'	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,70	1,8	1,7	115	0,79	<50	B	2,3	5,85	2	15	6	0,70	1,8	2	115

MEMORIA DE CALCULO

EJE "4"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "2"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	Lt
C-2'	0,95	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,70	1,8	1,7	115	0,73	<50	B	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	85

EJE "5"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "2"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	Lt
C-2'	0,87	<50	B	2,3	5,85	2,3	20	6	0,52	1,8	1,6	120	0,43	<50	A	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65

EJE "6"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "2"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	Lt
C-2'	0,76	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,70	1,8	1,7	115	0,37	<50	A	2,3	5,85	2	11	6	0,95	1,8	1,76	65

EJE "7"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "2"

MEMORIA DE CALCULO

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	Lt
C-G	0,68	<50	B	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	110	0,34	<50	A	2,3	5,85	2	11	6	0,87	1,8	1,76	65

EJE "8"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "2"

	TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
VIGA	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	Lt
C-H	0,60	<50	B	2,3	5,85	2,3	12	6	0,87	1,8	1,76	110	0,35	<50	A	2,3	5,85	2	11	6	0,87	1,8	1,76	65

EJE "9"

VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "2"

EJE "10"

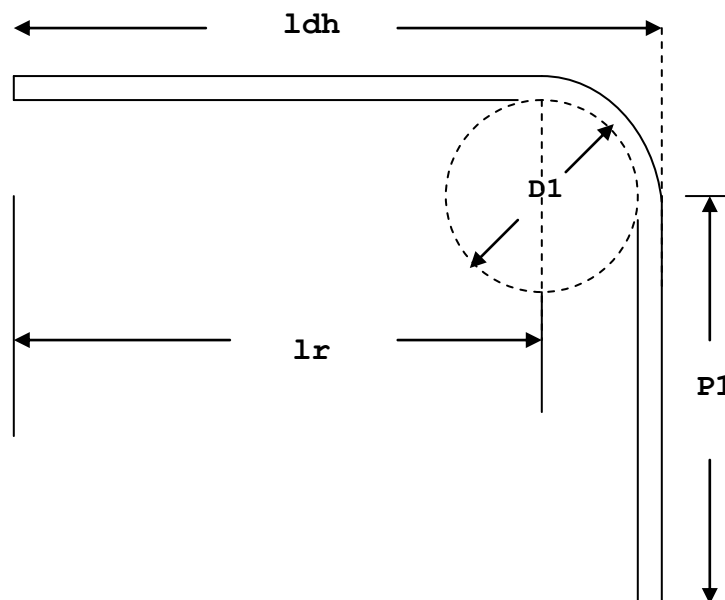
VIGAS A-B ^ B-C : IDEM VIGAS EJE "2"

VIGAS 1'-2'

EJES B',C',D',E',F',G,H,I

TRASLAPE SUPERIOR : M(-)												TRASLAPE INFERIOR : M(+)											
Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	lt	Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	S	n	Ktr	db	r	Lt
0,79	<50	B	2,3	5,85	2,3	15	6	0,7	1,8	1,7	110	0,39	<50	A	2,3	5,85	2	12	6	0,87	1,8	1,76	65

A.3.3.- DETERMINACIÓN DE LONGITUDES DE DESARROLLO DE GANCHOS DE 90°



SIMBOLOGÍA Y ECUACIONES A UTILIZARSE

Ldh : Longitud de desarrollo equivalente del Gancho (equivale a la longitud recta)

P1 : "Pata" del gancho.

lr : longitud recta

D1 : Diámetro de dobladura.

$$\mathbf{Ldh} = \frac{0,075 * db * fy}{\sqrt{f'c}} \quad \mathbf{D1} = 6*db \text{ (varillas } \emptyset 8 - \emptyset 25)$$

$$\mathbf{lr} = \mathbf{ldh} - (\mathbf{D1}/2) - db$$

$$\mathbf{R} = (\mathbf{D1} + db) / 2$$

$$\mathbf{Arco} = (\pi * R) / 2$$

$$\mathbf{P1} = 12 * db \rightarrow$$

$$\mathbf{Lt} = \mathbf{lr} + \mathbf{arco} + \mathbf{P1}$$

VARILLA	db (cm.)	Ldh (cm.)	Dl (cm.)	Lr (cm.)	R (cm.)	ARCO (cm.)	P1 (cm.)	LT (cm.)
Ø 10	1,0	20	6	16	3,5	5,5	12	35
Ø 14	1,4	29	8,4	23,4	4,9	7,70	16,8	50
Ø 16	1,6	33	9,6	26,6	5,6	8,8	19,2	55
Ø 18	1,8	37	10,8	29,8	6,3	9,90	21,6	65
Ø 20	2,0	41	12	33	7,0	15,0	24,0	72
Ø 22	2,2	45	13,2	36,2	7,7	12,0	26,4	75
Ø 25	2,5	51	15,0	41,0	8,75	13,8	30	85

A.3.4.- DETERMINACIÓN DE LA ARMADURA "DE PIEL"

De acuerdo con 10.6.7 del ACI 318S - 05 :

$$s = 38 \left[\frac{2800}{f_s} \right] - 2,5C_c \leq 30 \left[\frac{2800}{f_s} \right] \leq \frac{1000*Ab}{d - 76}$$

Donde :

S : Espaciamiento de la armadura de piel (cm.)

$$f_s = (2/3) * f_y = 2800 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Cc : Menor distancia desde la superficie del refuerzo a la cara en tracción , en este caso Cc = 4+1 = 5 (cm.)

$$\rightarrow s = 25,5 \text{ (cm.)} < 30 \text{ (cm.) OK ;}$$

$$h/2 = 110/2 = 55 \text{ (cm.)}$$

→ $s = 25$ (cm.) $\emptyset = 12$ (cm.)

(diámetro asumido de la a. de piel) →

$$s = \frac{1000 \cdot Ab}{d - 76} \quad \text{si } \emptyset = 12 \text{ (cm.)} \rightarrow Ab = 1,131 \text{ cm}^2,$$

$d = 104,2$ (cm) → $s = 40$ (cm)

→ $25,5 < 30 < 40$ (cm) OK ! → $\emptyset = 12$ (cm) , $s = 25$ (cm)

A.3.5.- DETERMINACIÓN DE LONGITUDES DE DESARROLLO EN VIGAS DEL EJE 2 (SENTIDO "Y").

PISO N.- 07

VIGAS "A-C"

C1 (cm.)	C2 (cm.)	C (cm.)	S	n	Ktr	db (cm.)	r	Lt (cm.)
6,25	3,75	3,75	12	4	1,31	2,5	2,02	124

VIGAS "C-D"

C1 (cm.)	C2 (cm.)	C (cm.)	S	n	Ktr	db (cm.)	r	Lt (cm.)
5,70	2,36	2,36	12	6	0,87	1,4	2,3	160

PISO N.- 06

VIGAS "A- C"

VIGAS "C-D" : IDEM PISO N.- 07

PISO N.- 05

VIGAS "A-C" : IDEM PISO N.- 07

VIGAS EJE B:

C1 (cm.)	C2 (cm.)	C (cm.)	S	n	Ktr	db (cm.)	r	Lt (cm.)	Lt (cm.)
5,90	2,93	2,93	12	5	1,05	2,0	2,0	79,8	130

PISO N.- 04

VIGAS "A-C"

C1 (cm.)	C2 (cm.)	C (cm.)	S	n	Ktr	db (cm.)	r	Lt (cm.)
6,00	2,94	2,94	12	5	1,05	2,5	1,60	160

VIGAS "C-D" : IDEM PISO N.- 07

VIGAS EJE B : IDEM PISO N.- 05

PISO N.- 03

VIGAS "A-C" : IDEM PISO N.- 05

VIGAS "C-D" : IDEM PISO N.- 07

VIGAS EJE B : IDEM PISO N.- 05

PISO N.- 02 Y 01

VIGAS "B-C" :

C1 (cm.)	C2 (cm.)	C (cm.)	S	n	Ktr	db (cm.)	r	Lt (cm.)
5,85	2,30	2,30	12	6	0,87	1,8	1,76	130

VIGAS "C-D" : IDEM PISO N.- 07

VIGAS EJE B: IDEM VIGAS B - C

A.4.- DISEÑO DE COLUMNAS

SIMBOLOGÍA Y ESPECIFICACIONES

Pu : Carga axial última de diseño.
Mu2, Mu3 : Momentos últimos de diseño con respecto a los dos ejes transversales.
pg : Cuantía del acero de refuerzo.
AvX/Y : Área de refuerzo transversal en las direcciones tanto X como Y.
so : Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud "lo".
 $so \leq \text{ancho de la columna} / 4$
 $so \leq 6 \cdot db$
 $so \leq (10 + (35 - hx)) / 3 \cdot hx$: Longitud entre dos patas consecutivas.
 $soX/Y \leq (A_{sh} \cdot f_y / 0,3 \cdot f'c \cdot hc \cdot (A_g / A_{sh}) - 1)$
 $soX/Y \leq A_{sh} \cdot f_y / 0,09 \cdot f'c \cdot hc$
Lo \geq Lado mayor del elemento que converge al nudo.
Lo \geq luz libre de las columnas / 6
Lo \geq 45 (cm.)

EJE "A"

FLEXO - COMPRESIÓN

REFUERZO LONGITUDINAL

COLUMNA (100*50)	MU2 (T.m)	MU3 (T.m)	PU (T)	As.REQ (cm2)	As.PROV. (cm2)	pg	CUMPLE
1-A HASTA 11-A	10,93	11,00	127,48	50,00	53,22 (14Ø22)	0,01	SI

CORTE

REFUERZO TRANSVERSAL

COLUMNAS "1-A" HASTA "10-A"

AvX (cm2)	AvY (cm2)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	SoX1 (cm)	SoY1 (cm)	SoX2 (cm)	SoY2 (cm)	So (cm)	Lo1 (cm)	Lo2 (cm)	Lo3 (cm)	Lo (cm)
3,39 (3Ø12)	6,79 (6Ø12)	12,5	13,2	15,33	10,84	10	17,89	15,2	10	110	40	45	110

MEMORIA DE CALCULO

COLUMNA 1-A

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
7	10	0,084	10*0,084= 0,84	SI 2@5 + 10@10	20*0,084= 1,68	SI 6@20	10*0,084= 0,84	SI 2@5 + 10@10
1 HASTA 6	10	0,258	10*0,258= 2,58	SI 2@5 + 10@10	10*0,258= 2,58	SI 2@10	10*0,258= 2,58	SI 2@5 + 10@10

COLUMNA 2-A

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
7	10	0,161	10*0,161= 1,61	SI 2@5 + 10@10	20*0,161 = 3,22	SI 6@20	10*0,161 = 1,61	SI 2@5 + 10@10
3 HASTA 6	10	0,084	10*0,084= 0,84	SI 2@5 + 10@10	10*0,084= 0,84	SI 2@10	10*0,084= 0,84	SI 2@5 + 10@10
1 ^ 2	10	0,385	5*0,385= 1,925	SI 2@5	5*0,385= 1,925	SI 4@5	5*0,385= 1,925	SI 2@5

COLUMNAS "3-A" HASTA "10-A"

PISO 7 : IDEM COLUMNA "1-A"

PISOS 3 AL 6 : IDEM COLUMNA "2-A"

PISOS 1 ^ 2 : IDEM COLUMNA "2-A"

COLUMNA "11-A"

PISO 7 .- IDEM COLUMNA "1-A"

PISOS 1 AL 6 .- IDEM COLUMNA "2-A"

EJE "B"

FLEXIÓN Y CORTE

COLUMNAS "2-B" HASTA "10-B" : IDEM COLUMNAS EJE "A"

COLUMNAS "1-B" ^ "11-B"

FLEXO - COMPRESION

REFUERZO LONGITUDINAL

SECCIÓN	Mu2 (Tm)	Mu3 (Tm)	Pu (T)	As . REQ (cm2)	As . PROV. (cm2)	pg	CUMPLE
(100*100)	22,28	23,83	104,66	100	106,4 (28Ø22)	0,01	SI

CORTE

REFUERZO TRANSVERSAL

AvX (cm2)	AvY (cm2)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	SoX1 (cm)	SoY1 (cm)	SoX2 (cm)	SoY2 (cm)	So (cm)	Lo1 (cm)	Lo2 (cm)	Lo3 (cm)	Lo (cm)
6,79 6Ø12	6,79 6Ø12	25	13,2	14,3	15,7	15,7	15,21	15,21	10	110	40	45	110

COLUMNA 1-B

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
7	5	0,149	5*0,149= 0,745	SI 2Ø2,5 + 21Ø5	10*0,149= 1,49	SI 12Ø10	5*0,149= 0,745	SI 2Ø2,5 + 21Ø5
3 HASTA 6	5	0,104	5*0,104= 0,52	SI 2Ø5	10*0,104= 1,04	SI 22Ø10	5*0,104= 0,52	SI 2Ø5
1^2	5	0,748	5*0,748= 3,74	SI 1Ø2,5	5*0,748= 3,74	SI 47Ø5	5*0,748= 3,74	SI 1Ø2,5

COLUMNA 2-B

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
1^2	10	0,286	5*0,286= 1,43	SI 2Ø5	10*0,286= 2,86	SI 22Ø10	5*0,286= 1,43	SI 2Ø5

COLUMNAS 3-B

PISOS 1 AL 6.- IDEM COLUMNAS "1-A"

PISO 7.-

So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
10	0,212	5*0,212= 1,06	SI 1@5	10*0,212= 2,12	SI 33@10	5*0,212= 1,06	SI 1@5

COLUMNAS 4-B HASTA 7-B

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
1 AL 6	10	0,327	5*0,327= 1,64	SI 2@5	10*0,327= 3,27	SI 22@10	5*0,327= 1,64	SI 2@5

COLUMNA 8-B

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
7	10	0,093	10*0,093= 0,93	SI 2@5 + 10@10	20*0,093= 1,86	SI 6@20	10*0,093= 0,93	SI 2@5 + 10@10
1 AL 6	10	0,084	5*0,084= 0,42	SI 2@5	10*0,084= 0,84	SI 22@10	5*0,084= 0,42	SI 2@5

COLUMNAS "9-B" ^ "10-B"

PISOS 1 AL 6 : IDEM COLUMNA "8-B"

PISO 7 .- IDEM COLUMNA "3-B"

COLUMNA "11-B"

PISO 7 .- IDEM COLUMNAS "1-B"

PISOS 1 AL 6 :

So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm) * So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
5	0,110	5*0,110= 0,55	SI 2@5	10*0,110= 1,10	SI 22@10	5*0,110= 0,55	SI 2@5

MEMORIA DE CALCULO

EJE "C"

FLEXIÓN

COLUMNA "1-C" : IDEM COLUMNAS "1-B"

FLEXIÓN Y CORTE

COLUMNAS "2-C" HASTA "10-C" : IDEM COLUMNAS EJE "A"

COLUMNA "1-C"

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
3 AL 6	5	0,126	5*0,126= 0,63	SI 2@2,5 + 21@5	10*0,126= 1,26	SI 2@10	5*0,126= 0,63	SI 2@2,5 + 21@5
1^2	5	0,748	5*0,748= 3,74	SI 1@2,5	5*0,748= 3,74	SI 47@5	5*0,748= 3,74	SI 1@2,5

PISO 7 .- IDEM COLUMNA "1B"

COLUMNA "2-C"

PISOS 1 AL 6 .- IDEM COLUMNA "2-A" (PISOS 3 AL 6)

PISO 7 .- IDEM COLUMNA "3-B"

COLUMNA "3-C"

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
7	10	0,107	10*0,107= 1,07	SI 2@5+10@ 10	20*0,107= 2,14	SI 6@20	10*0,107= 1,07	SI 2@5+10@ 10
1 AL 6	10	0,084	10*0,084= 0,84	SI 2@5	10*0,084= 0,84	SI 22@10	10*0,084= 0,84	SI 2@5

COLUMNAS "4-C"

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
5^6	10	0,347	5*0,347= 1,74	SI 2@5	5*0,347= 1,74	SI 44@5	5*0,347= 1,74	SI 2@5
1 AL 4	10	0,084	10*0,084= 0,84	SI 2@5	10*0,084= 0,84	SI 22@10	10*0,084= 0,84	SI 2@5

COLUMNAS "5-C" HASTA "7-C"

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm ² /So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
1 AL 6	10	0,320	10*0,320= 3,20	SI 2@5	10*0,320= 3,20	SI 22@10	10*0,320= 3,20	SI 2@5

MEMORIA DE CALCULO

COLUMNA "8-C"

PISO 7 .- IDEM COLUMNA "3-C"

PISOS 1 AL 6 .- IDEM COLUMNA "3-C"

COLUMNAS "9-C" ^ "10-C"

PISOS 1 AL 6 .- IDEM COLUMNA "3-C"

PISO 7.- IDEM COLUMNA "3-B"

COLUMNAS "11-C"

FLEXO - COMPRESIÓN

REFUERZO LONGITUDINAL

SECCIÓN	Mu2 (Tm)	Mu3 (Tm)	Pu (T)	As.REQ (cm2)	As.PROV. (cm2)	ρg	CUMPLE
(60*60)	31,67	33,76	164,41	36	40,21 (20Ø16)	0,01	SI

CORTE

REFUERZO TRANSVERSAL

AvX (cm2)	AvY (cm2)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	SoX1 (cm)	SoY1 (cm)	SoX2 (cm)	SoY2 (cm)	So (cm)	Lo1 (cm)	Lo2 (cm)	Lo3 (cm)
3,14	3,14	15,0	9,6	11,3	10,8	11,96	10,8	11,9	10	110	40	45

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
7	10	0,072	10*0,072= 0,72	SI 2Ø5 + 10Ø10	20*0,072= 1,44	SI 6Ø20	10*0,072= 0,72	SI 2Ø5 + 10Ø10
1 AL 6	10	0,271	10*0,271= 2,71	SI 2Ø5	10*0,271= 2,71	SI 22Ø10	10*0,271= 2,71	SI 2Ø5

EJE "D" (COLUMNA "2-D")

FLEXIÓN Y CORTE : IDEM COLUMNA "11-C"

CORTE (EJE "D") , COLUMNA 2-D

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
7	10	0,165	10*0,165= 1,65	SI 2Ø5 + 10Ø10	10*0,165= 1,65	SI 12Ø10	10*0,165= 1,65	SI 2Ø5 + 10Ø10
1 AL 6	10	0,05	10*0,05= 0,5	SI 2Ø5	10*0,05= 0,5	SI 22Ø10	10*0,05= 0,5	SI 2Ø5

EJE 2'

FLEXIÓN Y CORTE

COLUMNAS 2'-A' HASTA 2'-I ^ 2'-L' : IDEM COLUMNA "11-C"

COLUMNAS 2' - J ^ 2'-K : IDEM COLUMNAS EJE "A"

COLUMNA 2'A' HASTA 2'-I ^ 2'-L'

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
7	10	0,172	10*0,172= 1,72	SI 4@5+32@10
1 AL 6	10	0,285	10*0,285= 2,85	SI 4@5+22@10

COLUMNAS : 2' - J ; 2' - K'

PISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
7	10	0,104	10*0,104= 1,04	SI 2@5 + 10@10	20*0,104= 2,08	SI 6@20	10*0,104= 1,04	SI 2@5 + 10@10
1 AL 6	10	0,167	10*0,167= 1,67	SI 2@5	10*0,167= 1,67	SI 22@10	10*0,167= 1,67	SI 2@5

EJE 1'

FLEXIÓN Y CORTE

COLUMNAS 1'-A' HASTA 1'-I ^ 1'-L'

PISO 7 .- IDEM COLUMNAS EJE 2'

PISOS 1 AL 6 .- IDEM COLUMNAS EJE 2'

COLUMNAS 1'-J , 1'-K

PISOS 1 AL 6 .- IDEM COLUMNAS EJE 2'

CORTE

COLUMNAS 1'-J , 1'-K

PISOS 3 AL 6 .- IDEM COLUMNAS EJE 2'

MEMORIA DE CALCULO

PISOS 1 ^ 2

So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
10	0,386	5*0,386= 1,93	SI 4@5

EJE A''

COLUMNA 11-A''

FLEXION Y CORTE .- IDEM COLUMNAS 11-C.

EJE B''

COLUMNA 11 - B''

FLEXION Y CORTE .- IDEM COLUMNAS 11-C.

EJE 2*

COLUMNA 2*-F

FLEXIÓN Y CORTE .- IDEM COLUMNAS 11-C.

COLUMNAS DEL POZO DEL ASCENSOR

EJES "D" ^ "F"

FLEXO - COMPRESION

REFUERZO LONGITUDINAL

ENTREPISO	Mu2 (Tm)	Mu3 (Tm)	Pu (T)	As.REQ (cm2)	As.PROV. (cm2)	ρg	CUMPLE
1 AL 7	25,27	32,89	215,83	26,74	30,79 (20Ø14)	0,01	SI

CORTE

ENTRE- PISO	AvX (cm2)	Avy (cm2)	So1 (cm)	So2 (cm)	So3 (cm)	SoX1 (cm)	SoY1 (cm)	SoX2 (cm)	SoY2 (cm)	So (cm)	Lo1 (cm)	Lo2 (cm)	Lo3 (cm)	Lo (cm)
1 AL 7	6,79	6,79	15	8,4	18,79	9,16	9,16	28,17	28,17	5	110	40	45	110

ENTREPISO	So (cm)	As/cm ETABS	(As/cm)*So (cm2/So)	CUMPLE (<Avxy) (#ESP)
1 al 6	10	0,104	10*0,104= 1,04	SI 4@2,5+42@5+2@10
7	5	0,085	5*0,085= 0,425	SI 4@2,5+42@5+12@10

IDEM columna "1-B" : lt = 90 (cm).

COLUMNA "2-C" hasta "10-C"

TRASLAPES .- IDEM columnas Eje "A" : lt = 90 (cm.)

COLUMNA "11-C"

TRASLAPES .-

Ar/Ap	CL	C1 (cm)	C2 (cm)	Cb (cm)	db (cm.)	Cb/db	lt (cm)
0,90	B	4,4	5,8	4,8	1,6	2,5	65

EJE 2'

COLUMNAS 2'-A' hasta 2'-I ^ 2'-L'

TRASLAPES .-

Ar/Ap	CL	C1 (cm)	C2 (cm)	Cb (cm)	db (cm.)	Cb/db	lt (cm)
0,90	B	4,4	5,8	4,8	1,6	2,5	65

COLUMNAS 2'-J Y 2'-K

TRASLAPES .-

IDEM columnas Eje "A" : lt = 90 (cm)

EJE 1'

COLUMNAS 1'-A' hasta 1'-I ^ 1'-L'

TRASLAPES .-

IDEM columnas Eje 2' : lt = 65 (cm)

COLUMNAS : 1'-J y 1'-K

TRASLAPES .-

IDEM columnas Eje "A" : lt = 90 (cm).

COLUMNA 2"-F

TRASLAPES .-

IDEM columnas Eje 2' : lt = 65 (cm.)

COLUMNAS DEL POZO DEL ASCENSOR

EJES "D" Y "F"

TRASLAPES .-

Ar/AP	CL	C1 (cm)	C2 (cm)	Cb (cm)	db (cm.)	Cb/db	lt (cm)
0,84	B	3,55	7,90	3,55	1,4	2,5	45

A.5.- DISEÑO DE LOSAS

Se utiliza el "Método 3" del ACI de acuerdo a los siguientes parámetros:

$$M_A (-) = 1,44 * (C_A * W * A^2) ; M_B (-) = 1,44 * (C_B * W * B^2)$$

$$M_A (+) = 1,44 * (C_{ACM} * W_{CM} + C_{ACV} * W_{CV}) * A^2 ;$$

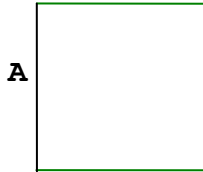
$$M_B (+) = 1,44 * (C_{BCM} * W_{CM} + C_{BCV} * W_{CV}) * B^2$$

Donde : C_A , C_B .- Coeficientes para momentos negativos en losas (Tabla 1)
 C_{ACM} ; C_{BCM} .- Coeficientes para $M(+)$ por carga muerta (Tabla 2)
 C_{ACV} ; C_{BCV} .- Coeficientes para $M(+)$ por carga viva (Tabla 3)
 A : Luz libre corta ; B : Luz libre larga.
 $1,44$:Longitud de losa representativa para la determinación de la carga muerta. (6.1.2)

$$CM : 1,4 * 0,56 = 0,784 \text{ (T/m}^2\text{)} ; CV : 1,7 * 0,2 = 0,34 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

PISO N.- 07 :

PANELES F-547 ; F-549 ; F560 ; F-564 ; F-561 ; F-565



$$A = 6,5 \text{ m} \quad B = 7 \text{ m}$$

$$m = A/B = 0,93 \quad \text{CASO 4}$$

$$C_A (-) = 0,057 ; C_B (-) = 0,043$$

$$C_{ACM} (+) = 0,031 ; C_{ACV} (+) = 0,037$$

$$C_{BCM} (+) = 0,023 ; C_{BCV} (+) = 0,028 \rightarrow$$

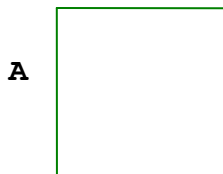
$$M_A (-) = 3,90 \text{ T.m} \quad M_B (-) = 3,41 \text{ T.m}$$

$$M_A (+) = 2,24 \text{ T.m} \quad M_B (+) = 1,94 \text{ T.m}$$

$$M_A (-)_{DISC} = 0,75 \text{ T.m} \quad M_B (-)_{DISC} = 0,65 \text{ T.m}$$

PANELES F-548 ; F550

B



$$A = 6,5 \text{ m} \quad B = 7 \text{ m}$$

$$m = 0,93$$

$$C_A (-) = 0,066 ; C_B (-) = 0,027$$

$$C_{ACM} (+) = 0,025 \quad C_{ACV} (+) = 0,034$$

$$C_{BCM} (+) = 0,016 \quad C_{BCV} (+) = 0,024$$

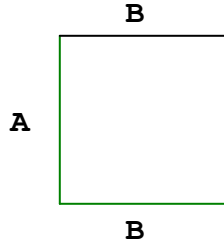
$$M_A (-) = 4,51 \text{ T.m} \quad M_B (-) = 2,14 \text{ T.m}$$

CASO 9

$$MA (+) = 1,90 \text{ T.m} \quad MB (+) = 1,46 \text{ T.m}$$

$$MB (-)_{\text{DISC}} = 0,49 \text{ T.m}$$

PANELES F-562 ; F-563



$$A = 6,5 \text{ m} \quad B = 7 \text{ m}$$

$$C_A (-) = 0,04 ; C_B (-) = 0,054$$

$$C_{ACM}(+) = 0,023 \quad C_{ACV}(+) = 0,033$$

$$C_{BCM}(+) = 0,02 ; C_{BCV}(+) = 0,026$$

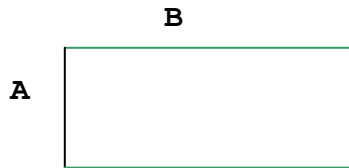
CASO 8

$$MA (-) = 2,74 \text{ T.m} \quad MB (-) = 4,28 \text{ T.m}$$

$$MA (+) = 1,78 \text{ T.m} \quad MB (+) = 1,73 \text{ T.m}$$

$$MA (-)_{\text{DISC.}} = 0,59 \text{ T.m}$$

PANEL F-487



$$A = 2,94 \text{ m} \quad B = 6,7 \text{ m}$$

$$m = 0,46 \approx 0,5$$

$$C_A (-) = 0,088 ; C_B (-) = 0,003$$

$$C_{ACM}(+) = 0,038 ; C_{ACV}(+) = 0,067$$

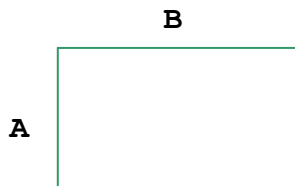
$$C_{BCM}(+) = 0,002 ; C_{BCV}(+) = 0,004$$

$$MA (-) = 1,50 \text{ (T.m)} ; MB (-) = 0,238 \text{ (T.m)}$$

$$MA (+) = 0,79 \text{ (T.m)} ; MB (+) = 0,207 \text{ (T.m)}$$

$$MB (-)_{\text{DISC.}} = 0,263 \text{ (T.m)}$$

PANEL F-446 :



$$A = 3,24 \text{ (m.)} ; B = 7 \text{ (m.)}$$

$$m = 0,5 \rightarrow$$

$$C_A (-) = 0,094 ; C_B (-) = 0,006$$

$$C_{ACM}(+) = 0,059 ; C_{ACV}(+) = 0,077$$

$$C_{BCM}(+) = 0,004 ; C_{BCV}(+) = 0,005$$

CASO 4

$$MA (-) = 1,60 \text{ (T.m)} ; MB (-) = 0,48 \text{ (T.m)}$$

$$MA (+) = 1,09 \text{ (T.m)} ; MB (+) = 0,34 \text{ (T.m)}$$

$$MA (-)_{DISC.} = 0,36 \text{ (T.m)} ; MB (-)_{DISC.} = 0,1133 \text{ (T.m)}$$

PANEL F-513

A



B

CASO 8

$$A = 2,37 \text{ (m)} ; B = 2,47 \text{ (m)}$$

$$m = A/B = 0,96$$

$$CA (-) = 0,037 ; CB (-) = 0,057$$

$$C_{ACM}(+) = 0,021 ; C_{ACV}(+) = 0,030$$

$$C_{BCM}(+) = 0,022 ; C_{BCV}(+) = 0,028$$

$$MA (-) = 0,34 \text{ T.m} \quad MB (-) = 0,56 \text{ T.m}$$

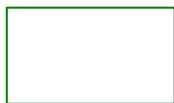
$$MA (+) = 0,22 \text{ T.m} \quad MB (+) = 0,24 \text{ T.m}$$

$$MA (-)_{DISC} = 0,073 \text{ T.m}$$

PANEL F-433

B

A



CASO 9

$$m = A/B = 2,47 / 5,13 = 0,48 = 0,5$$

$$CA (-) = 0,088 ; CB (-) = 0,003$$

$$C_{ACM}(+) = 0,038 ; C_{ACV}(+) = 0,067$$

$$C_{BCM}(+) = 0,002 ; C_{BCV}(+) = 0,004$$

$$MA (-) = 0,87 \text{ T.m} \quad MB (-) = 0,13 \text{ T.m}$$

$$MA (+) = 0,46 \text{ T.m} \quad MB (+) = 0,11 \text{ T.m}$$

$$MB (-)_{DISC} = 0,037 \text{ T.m}$$

PANEL F-514

$$A = 2,37 \text{ (m.)} \quad B = 2,47 \text{ (m.)}$$

$$m = A/B = 0,96$$

$$CA(-) = 0,054 \quad ; \quad CB(-) = 0,046$$

$$CACM(+) = 0,029 \quad ; \quad CACV(+) = 0,034$$

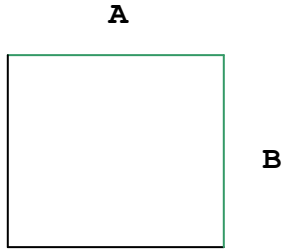
$$CBCM(+) = 0,025 \quad ; \quad CBCV(+) = 0,03$$

$$MA(-) = 0,49 \text{ T.m} \quad MB(-) = 0,45 \text{ T.m}$$

$$MA(+) = 0,28 \text{ T.m} \quad MB(+) = 0,26 \text{ T.m}$$

$$MA(-)_{\text{DISC}} = 0,093 \text{ T.m}$$

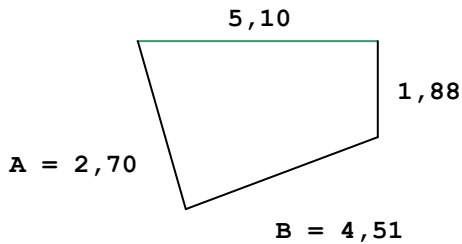
$$MB(-)_{\text{DISC}} = 0,086 \text{ T.m}$$



CASO 4

PANEL F-432 .- IDEM panel F-433

PANEL F-434



$$\rightarrow A = 2,7 \text{ (m.)} \quad ; \quad B = 4,51 \text{ (m.)}$$

$$\rightarrow m = A/B = 0,60 \quad \textbf{(CASO 6)}$$

$$CA(-) = 0,095$$

$$CACM(+) = 0,056 \quad CACV(+) = 0,068$$

$$CBCM(+) = 0,006 \quad CBCV(+) = 0,008$$

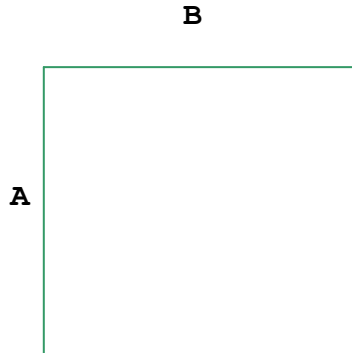
$$MA(-) = 1,12 \text{ T.m}$$

$$MA(+) = 0,70 \text{ T.m} \quad MB(+) = 0,22 \text{ T.m}$$

$$MA(-)_{\text{DISC}} = 0,233 \text{ T.m} \quad MB(-)_{\text{DISC}} = 0,073 \text{ T.m}$$

PISOS : 06 hasta 03

PANELES CENTRALES



$$A = 6,5 \text{ (m.)} \quad B = 7,0 \text{ (m.)}$$

$$m = A/B = 0,93 \quad \textbf{(CASO 2)}$$

$$C_A(-) = 0,054 ; \quad C_B(-) = 0,038$$

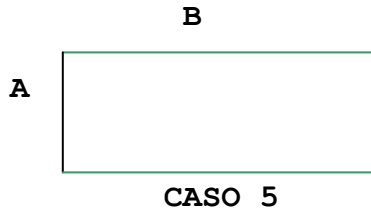
$$C_{ACM}(+) = 0,021 ; \quad C_{ACV}(+) = 0,033$$

$$C_{VCM}(+) = 0,015 ; \quad C_{VCV}(+) = 0,023$$

$$M_A(-) = 3,69 \text{ T.m} ; \quad M_B(-) = 3,01 \text{ T.m}$$

$$M_A(+) = 1,68 \text{ T.m} ; \quad M_B(+) = 1,38 \text{ T.m}$$

PANELES F-432 ; F-433



$$A = 2,47 \text{ (m.)} \quad B = 5,13 \text{ (m.)}$$

$$m = A/B = 0,5$$

$$C_A(-) = 0,09$$

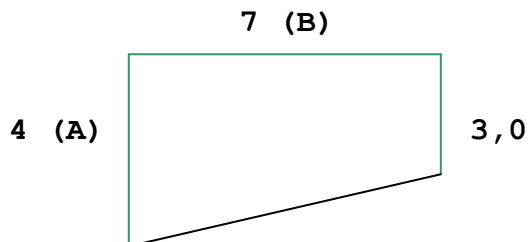
$$C_{ACM}(+) = 0,039 ; \quad C_{ACV}(+) = 0,067$$

$$C_{BCM}(+) = 0,001 ; \quad C_{BCV}(+) = 0,004$$

$$M_A(-) = 0,89 \text{ T.m}$$

$$M_A(+) = 0,47 \text{ T.m} ; \quad M_B(+) = 0,08 \text{ T.m}$$

PANEL F-470



$$A = (3 + 4) * 0,5 * 7 = 24,5 \text{ m}^2.$$

$$\rightarrow 24,5 = 7 * A \rightarrow A_{EQUIV.} = 3,5 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow m = A/B = 0,5 \quad \textbf{(CASO 8)}$$

$$C_A(-) = 0,089 ; \quad C_B(-) = 0,01$$

$$C_{ACM}(+) = 0,056 ; \quad C_{ACV}(+) = 0,071$$

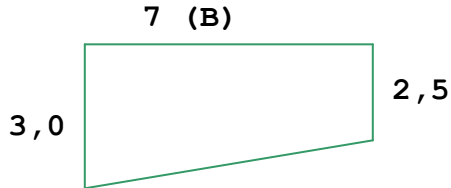
$$C_{BCM}(+) = 0,004 ; \quad C_{BCMV}(+) = 0,005$$

$$M_A(-) = 1,76 \text{ T.m} ; \quad M_B(-) = 0,79 \text{ T.m}$$

$$MA (+) = 1,23 \text{ T.m} ; MB (+) = 0,34 \text{ T.m}$$

$$MA (-)_{\text{DISC}} = 0,41 \text{ T.m}$$

PANEL F-473



$$\rightarrow A = (3 + 2,5) * 0,5 * 7 = 19,25 \text{ m}^2$$

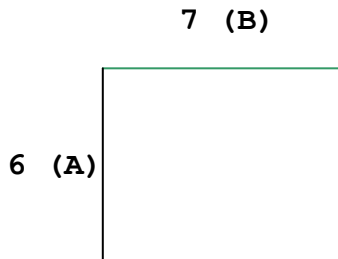
$$\rightarrow 19,25 = 7 * A \rightarrow A = 2,75 \text{ (m.)}$$

$$\rightarrow m = A/B = 2,75/7 = 0,4 < 0,5$$

$$\rightarrow MA (+) = 0,78 \text{ T.m} ; MA (-) = 0,68 \text{ T.m}$$

$$MB (-) = 0,003 * 1 * 7^2 * 1,44 = 0,22 \text{ T.m}$$

PANELES F-443 ; F-441



CASO 4

$$m = A/B = 0,86$$

$$CA (-) = 0,065 ; CB (-) = 0,035$$

$$CA_{CM(+)} = 0,035 ; CA_{CV(+)} = 0,044$$

$$CB_{CM(+)} = 0,020 ; CB_{CV(+)} = 0,024$$

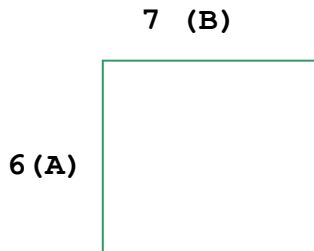
$$MA (-) = 3,79 \text{ T.m} ; MB (-) = 2,77 \text{ T.m}$$

$$MA (+) = 2,20 \text{ T.m} ; MB (+) = 1,68 \text{ T.m}$$

$$MA (-)_{\text{DISC}} = 0,73 \text{ T.m}$$

$$MB (-)_{\text{DISC}} = 0,56 \text{ T.m}$$

PANEL F-456



CASO 8

$$m = A/B = 0,86$$

$$CA (-) = 0,048 ; CB (-) = 0,047$$

$$CA_{CM(+)} = 0,028 ; CA_{CV(+)} = 0,039$$

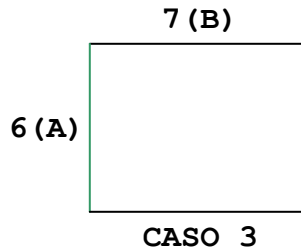
$$CB_{CM(+)} = 0,018 ; CB_{CV(+)} = 0,023$$

$$MA (-) = 2,80 \text{ T.m} ; MB (-) = 3,73 \text{ T.m}$$

$$MA (+) = 1,83 \text{ T.m} ; MB (+) = 1,55 \text{ T.m}$$

$$MA (-)_{\text{DISC}} = 0,61 \text{ T.m}$$

PANELES F-402 AL F-440



$$m = A/B = 0,86$$

$$CB (-) = 0,066$$

$$CA_{CM(+)} = 0,028 ; CA_{CV(+)} = 0,039$$

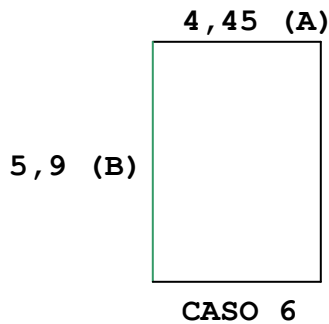
$$CB_{CM(+)} = 0,023 ; CB_{CV(+)} = 0,025$$

$$MB (-) = 3,85 \text{ T.m}$$

$$MA (+) = 1,83 \text{ T.m} ; MB (+) = 1,87 \text{ T.m}$$

$$MA (-)_{\text{DISC}} = 0,61 \text{ T.m} ; MB (-)_{\text{DISC}} = 0,62 \text{ T.m}$$

PANEL F-587



$$M = A/B = 0,75$$

$$CA (-) = 0,083$$

$$CA_{CM(+)} = 0,048 ; CA_{CV(+)} = 0,055$$

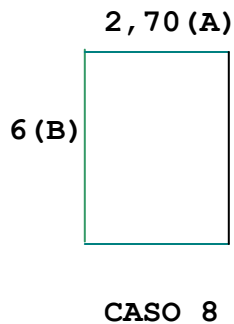
$$CB_{CM(+)} = 0,012 ; CB_{CV(+)} = 0,016$$

$$MA (-) = 1,84 \text{ T.m} ; MA (+) = 1,61 \text{ T.m}$$

$$MB (+) = 0,74 \text{ T.m}$$

$$MA (-)_{\text{DISC}} = 0,54 \text{ T.m} ; MB (-)_{\text{DISC}} = 0,25 \text{ T.m}$$

PANEL F - 588



$$m = A/B = 0,45 = 0,5 \rightarrow$$

$$CA (-) = 0,089 ; CB (-) = 0,01$$

$$CA_{CM(+)} = 0,056 ; CA_{CV(+)} = 0,076$$

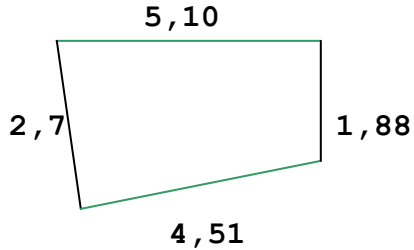
$$CB_{CM(+)} = 0,004 ; CB_{CV(+)} = 0,005$$

$$MA (-) = 1,05 \text{ T.m} ; MB (-) = 0,58 \text{ T.m}$$

$$MA(+) = 0,73 \text{ T.m} ; MB(+) = 0,25 \text{ T.m}$$

$$MA(-)_{\text{DISC}} = 0,244 \text{ T.m}$$

PANEL F-434



$$A = 2,7 \text{ (m.)} ; B = 4,5 \text{ (m.)}$$

$$\rightarrow m = A/B = 0,6$$

$$CA(-) = 0,088$$

$$CACM(+) = 0,037 ; CACV(+) = 0,059$$

$$CBCM(+) = 0,003 ; CBCV(+) = 0,007$$

$$MA(-) = 1,04 \text{ T.m}$$

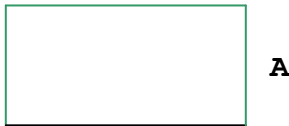
$$MA(+) = 0,52 \text{ T.m} ; MB(+) = 0,14 \text{ T.m}$$

$$MB(-)_{\text{DISC}} = 0,05 \text{ T.m} ; MA(-)_{\text{DISC}} = 0,924 \text{ T.m}$$

CASO 5

PANELES F-446; F-465 ; F-511; F-515; F-466 ; F-467 ; F-468

B



$$A = 3,25 \text{ (m.)} ; B = 7 \text{ (m.)}$$

$$m = 0,46 \approx 0,5$$

$$CA(-) = 0,089 ; CB(-) = 0,01$$

$$CACM(+) = 0,056 ; CACV(+) = 0,076$$

$$CBCM(+) = 0,004 ; CBCV(+) = 0,005$$

$$MA(-) = 1,52 \text{ (T.m)}$$

$$MB(-) = 0,79 \text{ (T.m)}$$

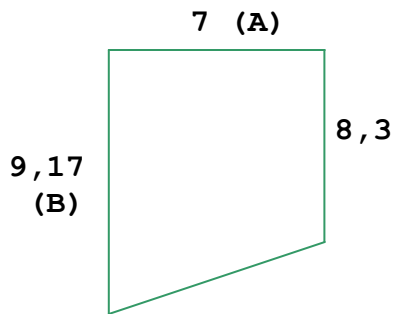
$$MA(+) = 1,06 \text{ (T.m)} ; MB(+) = 0,34 \text{ (T.m)}$$

$$MA(-)_{\text{DISC.}} = 0,35 \text{ (T.m)}$$

CASO 8

PISOS 1 ^ 2

PANEL F-569



CASO 2

"B" equivalente : 8,74 (m.)

$$m = A/B = 0,80$$

$$CA(-) = 0,065 ; CB(-) = 0,027$$

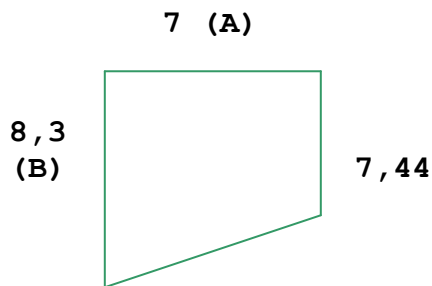
$$CA_{CM(+)} = 0,026 ; CA_{CV(+)} = 0,041$$

$$CB_{CM(+)} = 0,011 ; CB_{CV(+)} = 0,017$$

$$MA(-) = 5,16 \text{ T.m} ; MB(-) = 3,34 \text{ T.m}$$

$$MA(+) = 2,42 \text{ T.m} ; MB(+) = 1,58 \text{ T.m}$$

PANEL F-566



CASO 2

"B" equivalente : 7,87 (m.)

$$m = A/B = 0,89$$

$$CA(-) = 0,054 ; CB(-) = 0,036$$

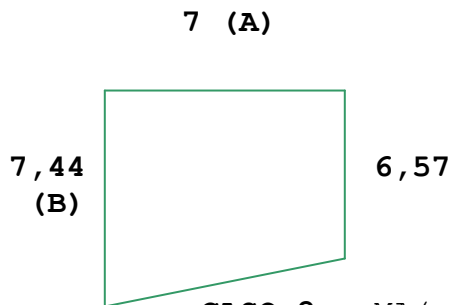
$$CA_{CM(+)} = 0,0224 ; CA_{CV(+)} = 0,0346$$

$$CB_{CM(+)} = 0,0136 ; CB_{CV(+)} = 0,0214$$

$$MA(-) = 4,28 \text{ T.m} ; MB(-) = 3,61 \text{ T.m}$$

$$MA(+) = 2,07 \text{ T.m} ; MB(+) = 1,60 \text{ T.m}$$

PANEL F-567



CASO 2

"B" equivalente = 7 (m.)

$$m = A/B = 1$$

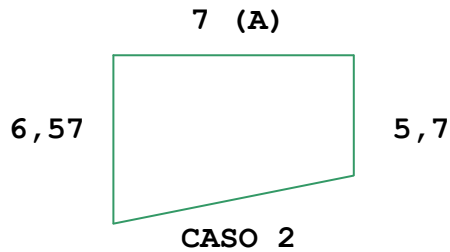
$$CA(-) = CB(-) = 0,045$$

$$CA_{CM(+)} = CB_{CM(+)} = 0,018$$

$$CA_{CV(+)} = CB_{CV(+)} = 0,027$$

$$MA(-) = MB(-) = 3,57 \text{ T.m} ; MA = MB(+) = 1,64 \text{ T.m}$$

PANEL F-480



"A" equivalente : 6,14 (m.)

$$m = A/B = 0,88$$

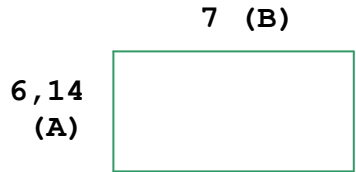
$$CA(-) = 0,056 ; CB(-) = 0,036$$

$$CA_{CM(+)} = 0,0224 ; CA_{CV(+)} = 0,0346$$

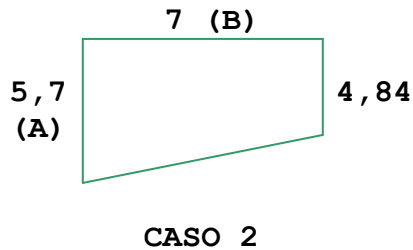
$$CB_{CM(+)} = 0,0136 ; CB_{CV(+)} = 0,0214$$

$$MA(-) = 3,42 \text{ T.m} ; MB(-) = 2,86 \text{ T.m}$$

$$MA(+) = 1,59 \text{ T.m} ; MB(+) = 1,27 \text{ T.m}$$



PANEL F-479



"A" equivalente = 5,27 (m.)

$$\rightarrow m = 0,75$$

$$CA(-) = 0,069 ; CB(-) = 0,022$$

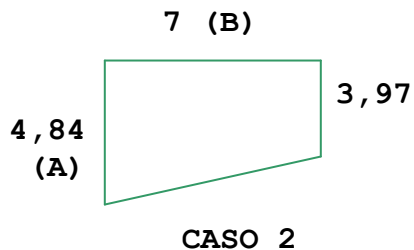
$$CA_{CM(+)} = 0,028 ; CA_{CV(+)} = 0,045$$

$$CB_{CM(+)} = 0,009 ; CB_{CV(+)} = 0,014$$

$$MA(-) = 3,10 \text{ T.m} ; MB(-) = 1,75 \text{ T.m}$$

$$MA(+) = 1,49 \text{ T.m} ; MB(+) = 0,83 \text{ T.m}$$

PANEL F-478



"A" equivalente = 4,41 (m.)

$$m = A/B = 0,63$$

$$CA(-) = 0,076 ; CB(-) = 0,013$$

$$CA_{CM(+)} = 0,0324 ; CA_{CV(+)} = 0,054$$

$$CB_{CM(+)} = 0,0056 ; CB_{CV(+)} = 0,0094$$

$$MA(-) = 2,39 \text{ T.m} ; MB(-) = 1,03 \text{ T.m} ; MA(+) = 1,23 ; MB(+) = 0,54$$

PANEL F-441

7 (B)

**6
(A)**



$$m = A/B = 0,86$$

$$CA(-) = 0,084$$

$$CA_{CM(+)} = 0,041 ; CA_{CV(+)} = 0,045$$

$$CB_{CM(+)} = 0,018 ; CB_{CV(+)} = 0,023$$

$$MA (-) = 4,89 \text{ T.m}$$

CASO 6

$$MA (+) = 2,46 \text{ T.m} ; MB (+) = 1,55 \text{ T.m}$$

$$MA(-)_{\text{DISC.}} = 0,82 \text{ T.m} \quad MB(-)_{\text{DISC.}} = 0,52 \text{ T.m}$$

A.5.1.- COMPROBACIÓN DE CORTES

$$\emptyset VC = 1,1 * 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d * 10^{-3}$$

$$\text{Para } b = 24 \text{ (cm.) } \wedge d = 25 \text{ (cm.)} : \emptyset VC1 = 4,60 \text{ (T.)}$$

$$\text{Para } b = 24 \text{ (cm.) } \wedge d = 27 \text{ (cm.)} : \emptyset VC2 = 4,97 \text{ (T.)}$$

$$VA_{\text{DISC.}} = 1,44 * WA * W * (A/2) ; VB_{\text{DISC.}} = 1,44 * WB * W * (B/2)$$

$$VA_{\text{CONT.}} = 1,15 * VA_{\text{DISC.}} ; VB_{\text{CONT.}} = 1,15 * VB_{\text{DISC.}}$$

WA , WB : Coeficientes de corte (Tabla 4)

VB = 1,44 * W * A / 3 : Carga uniformemente distribuida equivalente por unidad de longitud en la viga corta.

PISO N.- 07

PANELES : F-547 ; F-549 ; F-560 ; F-564 ; F561 ; F-565

CASO 4 .- A = 6,5 (m.) ; B = 7 (m.) m = 0,93 →

$$WA : 0,57 \rightarrow VA_{\text{DISC.}} = 3,00 \text{ (T.)}$$

$$WB : 0,43 \rightarrow VB_{\text{DISC.}} = 2,44 \text{ (T.)}$$

$$VB = 3,51 \text{ (T.)}$$

$$VA_{\text{CONT.}} = 3,45 \text{ (T.)}$$

$$VB_{\text{CONT.}} = 2,81 \text{ (T.)}$$

$$3,51 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK !}$$

B



A

$$3,45 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK !}$$

PANELES F-548 ; F-550

CASO 9 $A = 6,5 \text{ (m.)} ; B = 7 \text{ (m.)} \rightarrow m = 0,93 \rightarrow$

$$WA : 0,73 \rightarrow VA \text{ DISC.} = 3,84 \text{ (T.)}$$

B $WB : 0,27 \rightarrow VB \text{ DISC.} = 3,23 \text{ (T.)}$

$$VB = 3,51 \text{ (T.)}$$

A $VA.CONT. = 4,42 \text{ (T.)}$

$$VB.CONT. = 3,71 \text{ (T.)}$$

$$3,71 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK !}$$

$$4,42 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK !}$$

PANELES F-562 ; F-563

CASO 8 $A = 6,5 \text{ (m.)} ; B = 7 \text{ (m.)} \rightarrow m = 0,93 \rightarrow$

$$WA : 0,4 \rightarrow VA \text{ DISC.} = 2,1 \text{ (T.)}$$

B $WB : 0,6 \rightarrow VB \text{ DISC.} = 3,4 \text{ (T.)}$

$$VB = 3,51 \text{ (T.)}$$

A $VA. CONT. = 2,42 \text{ (T.)}$

$$VB. CONT. = 3,91 \text{ (T.)}$$

$$3,91 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK !}$$

$$2,42 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK !}$$

PANEL F-487 $A = 3,24 \text{ (m.)} ; B = 7 \text{ (m.)}$

B $m = 0,46 \approx 0,5$

$$WA : 0,97 \rightarrow VA.CONT. = 2,54 \text{ (T.)}$$

A $WB : 0,03 \rightarrow VB.DIS. = 0,17 \text{ (T.)}$

$$VB = 1,75$$


$$VB.CONT. = 0,20 \text{ (T.)}$$

CASO 9 $1,75 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK!}$

$$2,54 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK !}$$

PANEL F-433

B $A = 2,47 \text{ (m.)} ; B = 5,13 \text{ (m.)} \rightarrow m = 0,48 = 0,5$

 **A**

$WA : 0,97 \rightarrow VA.DISC. = 1,94 \text{ (T.)}$

$WB : 0,03 \rightarrow VB.DISC. = 0,12 \text{ (T.)}$

$VB = 1,33 \text{ (T.)}$

CASO 9 $VA.CONT. = 2,23 \text{ (T.)}$


$VB.CONT. = 0,14 \text{ (T.)}$

$1,33 < < 4,97 \text{ (T.) OK ;}$

$2,33 < < 4,60 \text{ (T.) OK ;}$

PANEL F-514.- CASO 4

A $A = 2,37 \text{ (m.)} ; B = 2,47 \text{ (m.)} \rightarrow m = 0,96$

 **B**

$WA : 0,54 \rightarrow VA.DISC. = 1,04 \text{ (T.)}$

$WB : 0,46 \rightarrow VB.DISC. = 0,92 \text{ (T.)}$

$VB = 1,28 \text{ (T.)}$

$VA.CONT. = 1,20 \text{ (T.)}$

$VB.CONT. = 1,06 \text{ (T.)}$

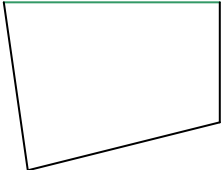
$1,20 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK!}$

$1,06 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK!}$

PANEL F-432 : IDEM PANEL F - 433

PANEL F-434 .- CASO 6

B $A = 2,7 \text{ (m.)} , B = 4,51 \text{ (m.)} \rightarrow m = 0,60$

 **A**

$WA : 0,95 \rightarrow VA.DISC. = 2,08 \text{ (T.)}$

$WB : 0,05 \rightarrow VB.DISC. = 0,18 \text{ (T.)}$

$VB = 1,46 \text{ (T.)}$

$VA.CONT. = 2,39 \text{ (T.)}$

$1,46 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK ;}$

$2,39 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK ;}$

PISO N.- 06 hasta 03

PANELES CENTRALES .- CASO 2



$$A = 6,5 \text{ (m.)} , B = 7 \text{ (m.)} \rightarrow m = 0,93$$

$$WA : 0,57 \rightarrow VA.CONT. = 3,45 \text{ (T.)}$$

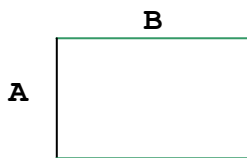
$$WB : 0,43 \rightarrow VB.CONT. = 2,81 \text{ (T.)}$$

$$VB = 3,51 \text{ (T.)}$$

$$3,51 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK!}$$

$$3,45 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK!}$$

PANELES F-433 ; F-432 .- CASO 5



$$A = 2,47 \text{ (m.)} ; B = 5,13 \text{ (T.)} \rightarrow m = 0,5$$

$$WA : 0,99 \rightarrow VA.CONT. = 2,28 \text{ (T.)}$$

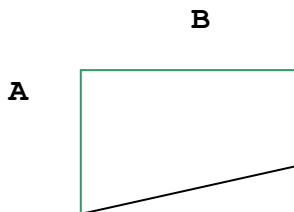
$$WB : 0,01 \rightarrow VB.DISC = 0,04 \text{ (T.)}$$

$$VB = 1,33 \text{ (T.)}$$

$$1,33 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK !}$$

$$2,28 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK !}$$

PANEL F-470 .- CASO 8



$$A = 3,5 \text{ (m.)} ; B = 7 \text{ (m.)} \rightarrow m = 0,5$$

$$WA : 0,89 \rightarrow VA.DISC. = 2,52 \text{ (T.)}$$

$$WB : 0,11 \rightarrow VB.CONT. = 0,72 \text{ (T.)}$$

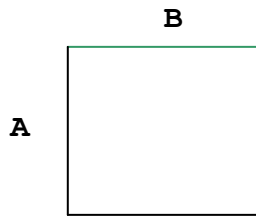
$$VB = 1,89 \text{ (T.)}$$

$$VA.CONT. = 2,90 \text{ (T.)}$$

$$1,89 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK!}$$

$$2,90 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK!}$$

PANEL F-441 ; F-443



CASO 4

$$A = 6 \text{ (m)} ; B = 7 \text{ (m.)}$$

$$m = 6/7 = 0,86$$

$$W_A : 0,65 \rightarrow V_A.DISC. = 3,16 \text{ (T.)}$$

$$W_B : 0,35 \rightarrow V_B.DISC. = 1,98 \text{ (T.)}$$

$$\rightarrow V_A.CONT. = 3,63 \text{ (T.)}$$

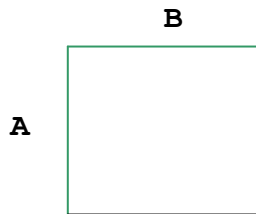
$$V_B.CONT. = 2,28 \text{ (T.)}$$

$$V_B. = 3,24 \text{ (T.)}$$

$$3,24 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK !}$$

$$3,67 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK !}$$

PANEL F-456



CASO 8

$$A = 6 \text{ (m)} ; B = 7 \text{ (m.)}$$

$$m = 6/7 = 0,86$$

$$W_A : 0,48 \rightarrow V_A.DISC. = 2,33 \text{ (T.)}$$

$$W_B : 0,52 \rightarrow V_B.CONT. = 2,95 \text{ (T.)}$$

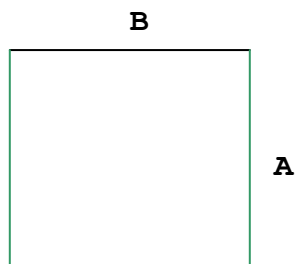
$$V_A.CONT. = 2,68 \text{ (T.)}$$

$$V_B. = 3,24 \text{ (T.)}$$

$$3,24 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK !}$$

$$2,68 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK !}$$

PANELES F-402 AL F-440



CASO 3

$$A = 6 \text{ (m.)} ; B = 7 \text{ (m.)}$$

$$m = 0,86$$

$$W_A : 0,27 \rightarrow V_A.DISC. = 1,31 \text{ (T.)}$$

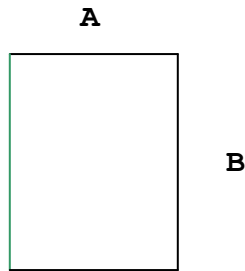
$$W_B : 0,73 \rightarrow V_B.CONT = 4,75 \text{ (T.)}$$

$$V_B. = 3,24 \text{ (T.)}$$

$$4,75 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK!}$$

$$1,31 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK ;}$$

PANEL F-587



CASO 6

$$A = 4,45 \text{ (m.)} ; B = 5,9 \text{ (m.)}$$

$$m = 0,75$$

$$WA : 0,88 \rightarrow VA.DISC = 3,17 \text{ (T.)}$$

$$WB : 0,12 \rightarrow VB.DISC. = 0,57 \text{ (T.)}$$

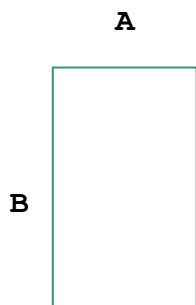
$$VA.CONT. = 3,65 \text{ (T.)}$$

$$VB. = 2,40 \text{ (T.)}$$

$$3,65 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK!}$$

$$2,40 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK ;}$$

PANEL F-588



CASO 8

$$A = 2,70 \text{ (m.)} ; B = 6 \text{ (m.)}$$

$$m = 0,45 = 0,5 \rightarrow$$

$$WA : 0,89 \rightarrow VA.DISC. = 1,94 \text{ (T.)}$$

$$WB : 0,11 \rightarrow VB.CONT. = 0,61 \text{ (T.)}$$

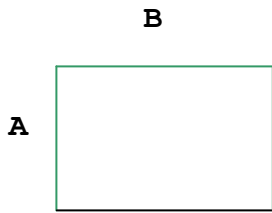
$$VB. = 1,46 \text{ (T.)}$$

$$VA.CONT. = 2,23 \text{ (T.)}$$

$$2,23 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK !}$$

$$1,46 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK !}$$

PANELES F-446; F-465 ; F-511; F-515; F-466 ; F-467 ; F-468



CASO 8

$$A = 3,25 \text{ (m.)} ; B = 7 \text{ (m.)} \rightarrow m = 0,5$$

$$W_A : 0,89 \rightarrow V_A.CONT. = 2,69 \text{ (T.)}$$

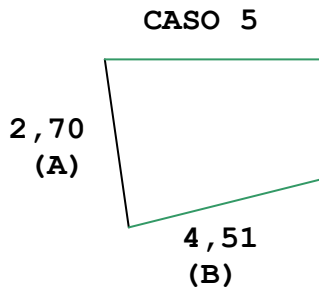
$$W_B : 0,11 \rightarrow V_B.CONT. = 0,72 \text{ (T.)}$$

$$V_A.DISC. = 2,34 \text{ (T.)} \quad V_B. = 1,75 \text{ (T.)}$$

$$1,75 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.)}$$

$$2,69 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.)}$$

PANEL F-434



CASO 5

$$A = 2,7 \text{ (m.)} ; B = 4,51 \text{ (m.)}$$

$$m = 2,7/4,51 = 0,6$$

$$W_A : 0,94 \rightarrow V_A.CONT. = 2,36 \text{ (T.)}$$

$$W_B = 0,06 \rightarrow V_B.DISC. = 0,22 \text{ (T.)}$$

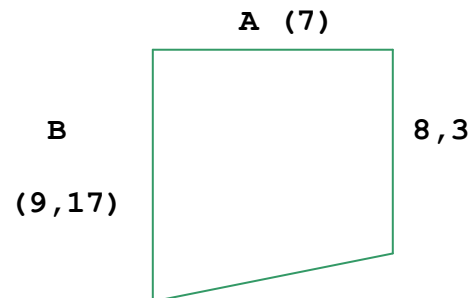
$$V_B. = 1,46 \text{ (T.)}$$

$$1,46 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.)} \text{ OK!}$$

$$2,36 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.)} \text{ OK!}$$

PISOS 1 ^ 2

PANEL F - 569



CASO 2

$$B. EQUIV. = 8,74 \text{ (m.)}$$

$$m = 0,8$$

$$W_A : 0,71 \rightarrow V_A.CONT. = 4,63 \text{ (T.)}$$

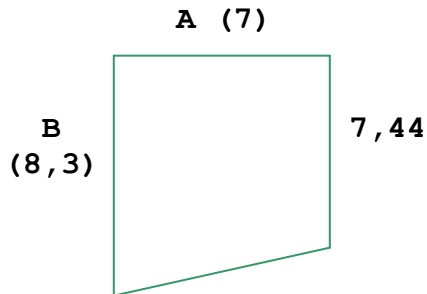
$$W_B : 0,29 \rightarrow V_B.CONT. = 2,36 \text{ (T.)}$$

$$V_B. = 3,78 \text{ (T.)}$$

$$4,63 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.)} \text{ OK ;}$$

$$3,78 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.)} \text{ OK ;}$$

PANEL F - 566



CASO 2

$$B.EQUIV. = 7,87 \text{ (m.)}$$

$$m = 0,89$$

$$WA : 0,60 \rightarrow VA.CONT. = 3,91 \text{ (T.)}$$

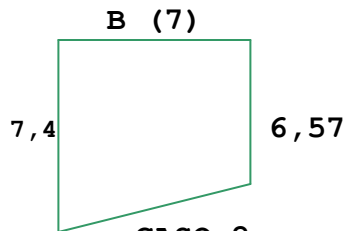
$$WB : 0,40 \rightarrow VB.CONT. = 3,67 \text{ (T.)}$$

$$VB. = 3,78 \text{ (T.)}$$

$$3,91 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK!}$$

$$3,78 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK!}$$

PANEL F-567



CASO 2

$$A. EQUIV. = 7$$

$$m = 1$$

$$WA : 0,5 \rightarrow VA.CONT. = 3,26 \text{ (T.)}$$

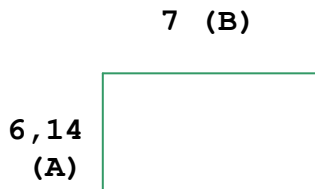
$$WB : 0,5 \rightarrow VB.CONT. = 3,26 \text{ (T.)}$$

$$VB. = 3,78 \text{ (T.)}$$

$$3,26 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK!}$$

$$3,78 \text{ (T.)} < 4,40 \text{ (T.) OK!}$$

PANEL F-480



CASO 2

$$A = 6,14 \text{ (m.)} ; B = 7 \text{ (m.)}$$

$$m = 0,88$$

$$WA : 0,62 \rightarrow VA.CONT. = 3,54 \text{ (T.)}$$

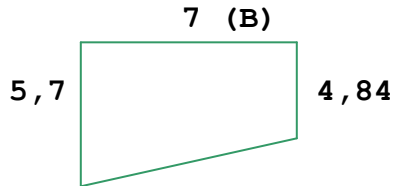
$$WB : 0,38 \rightarrow VB.CONT. = 2,48 \text{ (T.)}$$

$$VB. = 3,31 \text{ (T.)}$$

$$3,31 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK!}$$

$$3,54 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK!}$$

PANEL F-479



CASO 2

$$A.EQUIV. = 5,27 \text{ (m.)}$$

$$m = 0,75$$

$$WA : 0,76 \rightarrow VA.CONT. = 3,73 \text{ (T.)}$$

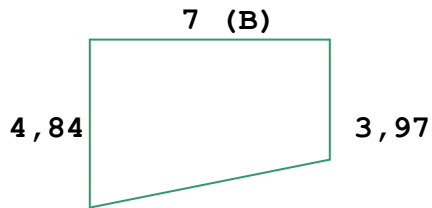
$$WB : 0,24 \rightarrow VB.CONT. = 1,56 \text{ (T.)}$$

$$VB. = 2,84 \text{ (T.)}$$

$$2,84 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK !}$$

$$3,73 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK !}$$

PANEL F-478



CASO 2

$$A.EQUIV. = 4,41 \text{ (m.)}$$

$$m = 0,63$$

$$WA : 0,87 \rightarrow VA.CONT. = 3,57 \text{ (T.)}$$

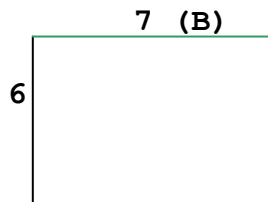
$$WB : 0,13 \rightarrow VB.CONT. = 0,85 \text{ (T.)}$$

$$VB. = 2,38 \text{ (T.)}$$

$$2,38 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK !}$$

$$3,57 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK !}$$

PANEL F-441



CASO 6

$$A = 6 \text{ (m.)} ; B = 7 \text{ (m.)}$$

$$m = 0,86$$

$$WA : 0,82 \rightarrow VA.DISC. = 3,98 \text{ (T.)}$$

$$WB : 0,18 \rightarrow VB.DISC. = 1,02 \text{ (T.)}$$

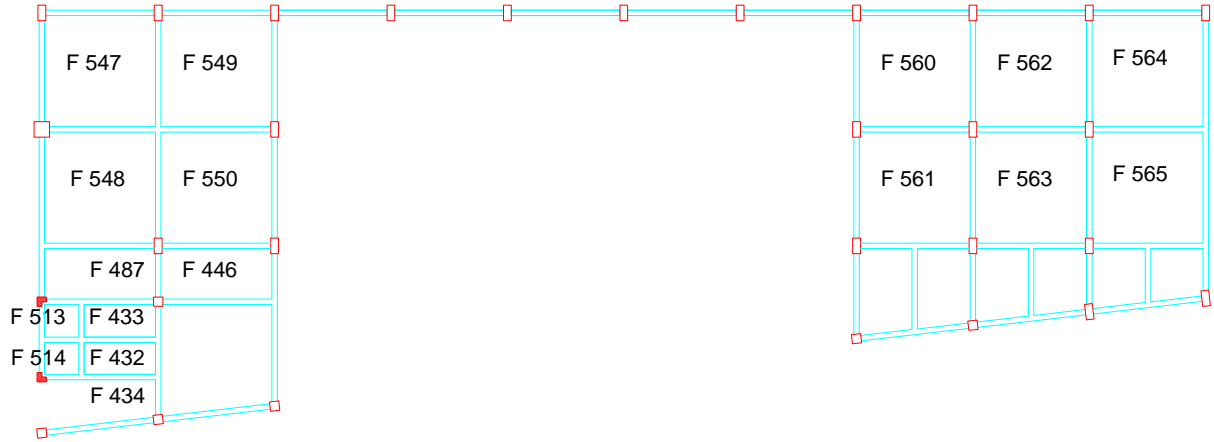
$$VA.CONT. = 4,58 \text{ (T.)}$$

$$VB. = 3,24 \text{ (T.)}$$

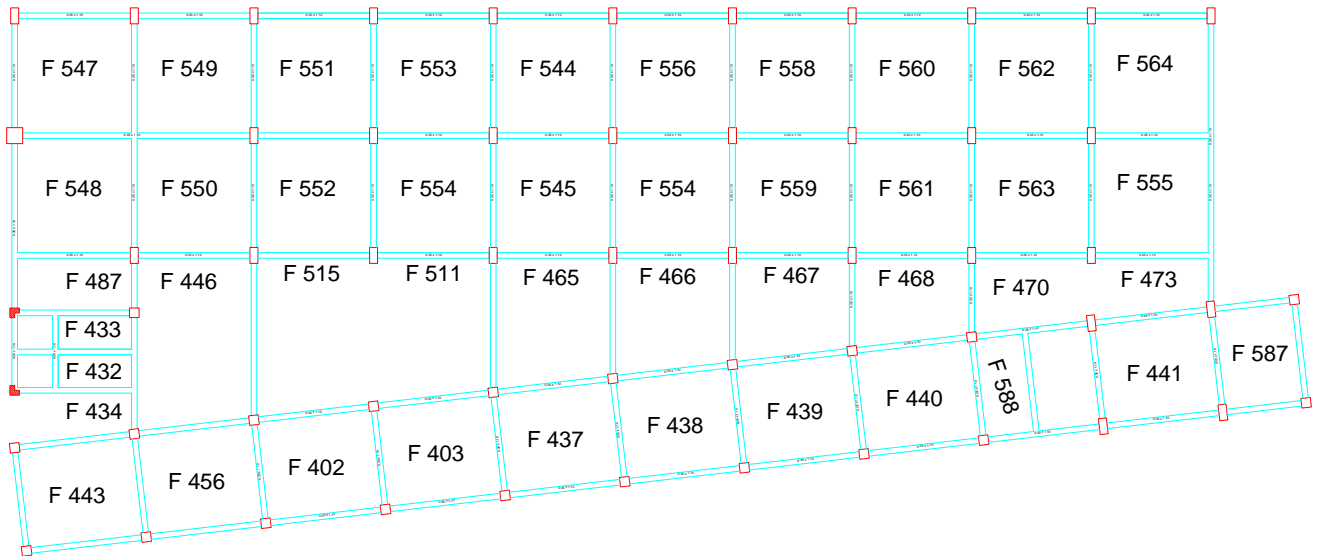
$$4,58 \text{ (T.)} < 4,60 \text{ (T.) OK!}$$

$$3,24 \text{ (T.)} < 4,97 \text{ (T.) OK!}$$

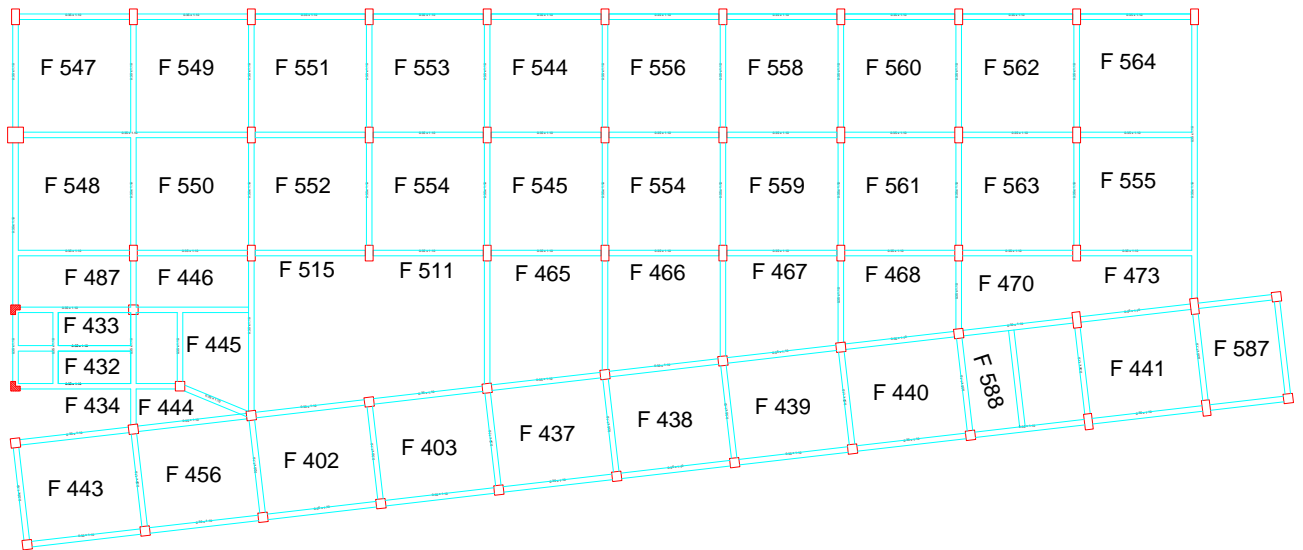
PISO 7



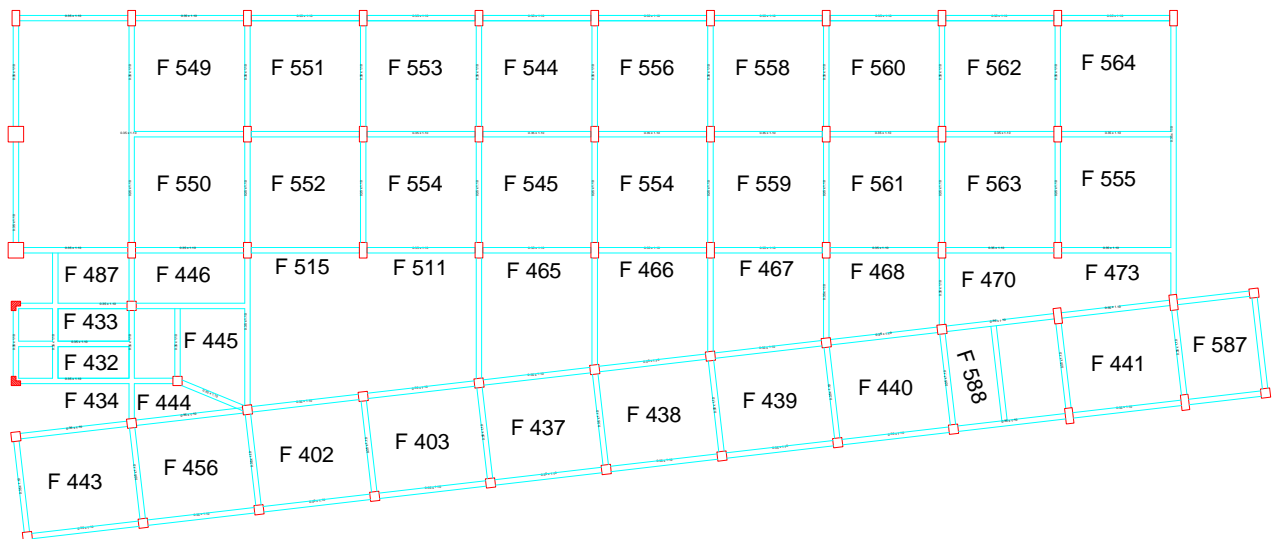
PISO 6



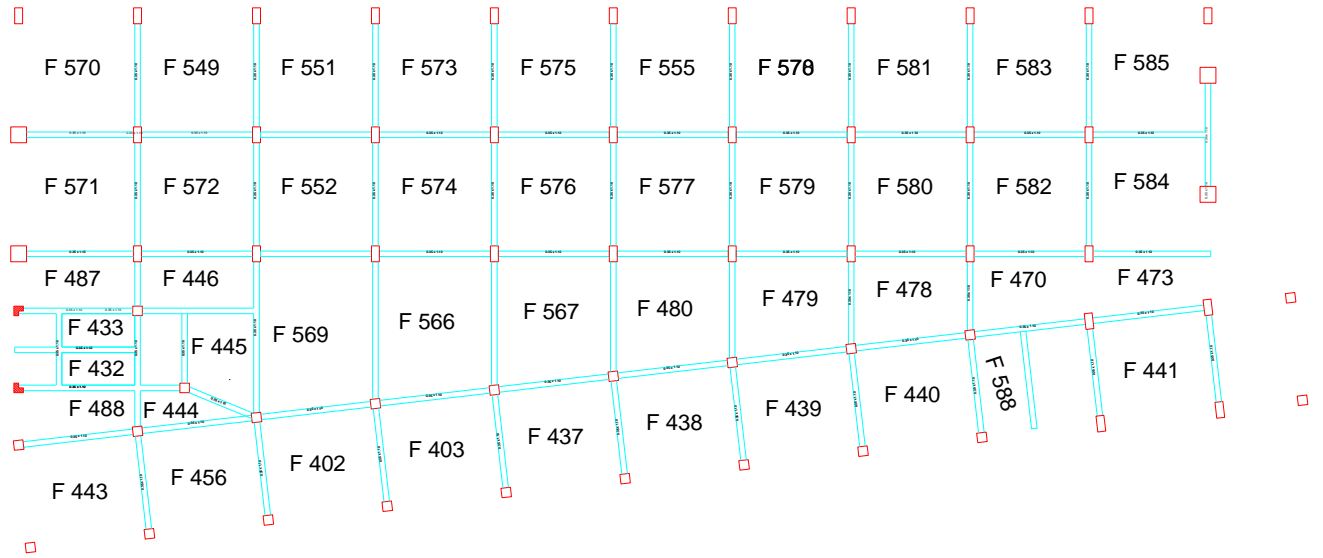
PISO 5



PISOS 3 Y 4



PISOS 1 Y 2



A.5.2.- BALANCE DE MOMENTOS NEGATIVOS

METODOLOGÍA A UTILIZAR

Si $M1(-) \geq 0,8 \cdot M2(-) \rightarrow M = M2(-)$
 Si $M1(-) < 0,8 \cdot M2(-) \rightarrow \Delta M = M2(-) - M1(-)$
 $M(-) = M1(-) + \Delta M \cdot (Rig1/Rig1+Rig2)$ o
 $M(-) = M2(-) - \Delta M \cdot (Rig2/Rig1+Rig2)$
 (El resultado tiene que ser el mismo)
 Rigidez relativa = K/L
 Donde $K = 4$ en apoyos continuos
 $K = 3$ en apoyo continuo y discontinuo.

PISO N.- 07 SENTIDO "X"

PANELES	M.MAYOR (T.m)	M.MENOR (T.m)	0,8*M.MAYOR (T.m)	M.MENOR< 0,8*M.MAYOR	M.MAYOR - M.MENOR	RIG.IZQ.	RIG.DER.	RIG /ERIG	M (T.m)
F-560 F-562 F-564	4,28	3,41	3,42	SI	0,87	$3/7 =$ 0,43	$4/7 =$ 0,57	0,43	3,78
F-561 F-563 F-565	4,28	3,41	3,42	SI	0,87	$3/7 =$ 0,43	$4/7 =$ 0,57	0,43	3,78
F-487 F-446	0,48	0,24	0,38	SI	0,24	$3/6,7 =$ 0,45	$3/7 =$ 0,43	0,51	0,36
F-513 F-433	0,34	0,13	0,272	SI	0,21	$3/2,37 =$ 1,27	$3/5,15 =$ 0,58	0,69	0,20
F-514 F-432	0,49	0,13	0,392	SI	0,36	$3/2,37 =$ 1,27	$3/5,15 =$ 0,58	0,69	0,25

MEMORIA DE CALCULO

SENTIDO "Y"

PANELES	M.MAYOR (T.m)	M.MENOR (T.m)	0,8*M.MAYOR (T.m)	M.MENOR< 0,8*M.MAYOR	M.MAYOR - M.MENOR	RIG.SUP.	RIG.INF.	RIG /ERIG	M (T.m)
F-547 F-548 F-549 F-550	4,51	3,90	3,61	NO	-	-	-	-	4,51
F-487 F-513	1,50	0,56	1,20	SI	0,94	4/2,94 = 1,36	4/2,47= 1,62	0,456	1,07
F-487 F-433	1,50	0,87	1,20	SI	0,63	4/2,94 = 1,36	4/2,47 = 1,62	0,456	1,23
F-513 F-514	0,56	0,45	0,448	NO	-	-	-	-	0,56
F-432 F-434	1,12	0,87	0,90	SI	0,25	4/2,47= 1,62	3/2,7= 1,11	0,406	1,02
F-548 F-487	4,51	1,50	3,61	SI	3,01	4/6,5 = 0,62	4/2,94 = 1,36	0,313	3,57
F-446 F-550	4,51	1,60	3,61	SI	2,91	4/6,5 = 0,62	3/2,94 = 1,02	0,378	3,41

MEMORIA DE CALCULO

PISOS 06 AL 03:

SENTIDO "X"

PANELES	M.MAYOR (T.m)	M.MENOR (T.m)	0,8*M.MAYOR (T.m)	M.MENOR< 0,8*M.MAYOR	M.MAYOR - M.MENOR	RIG. IZQ.	RIG. DER.	RIG /ERIG	M (T.m)
F-548 F-550	3,01	2,14	2,41	SI	0,87	3/7 = 0,43	4/7 = 0,57	0,43	2,51
F-487 F-446	0,79	0,24	0,63	SI	0,55	3/6,7= 0,448	4/7 = 0,57	0,56	0,48
F-443 F-456	3,73	2,77	2,98	SI	0,96	3/7 = 0,43	4/7 = 0,57	0,43	3,18
F-588 F-440	3,85	1,05	3,08	SI	2,80	4/7 = 0,57	3/2,70= 1,11	0,339	2,90
F-441 F-587	2,77	1,84	2,21	SI	0,93	3/7 = 0,43	3/4,45 = 0,67	0,39	2,41

SENTIDO "Y"

PANELES	M.MAYOR (T.m)	M.MENOR (T.m)	0,8*M.MAYOR (T.m)	M.MENOR< 0,8*M.MAYOR	M.MAYOR - M.MENOR	RIG. SUP.	RIG. INF.	RIG /ERIG	M (T.m)
F549→F562 F550→F563	3,69	2,74	2,95	SI	0,95	3/6,5 = 0,46	4/6,5 = 0,62	0,43	3,14
F550→F563 F446→F468	3,69	1,60	2,95	SI	2,09	4/6,5 = 0,62	3/3,75 = 0,8	0,44	2,78

MEMORIA DE CALCULO

PISOS 02 ^ 01
SENTIDO "X"

PANELES	M.MAYOR (T.m)	M.MENOR (T.m)	0,8*M.MAYOR (T.m)	M.MENOR< 0,8*M.MAYOR	M.MAYOR - M.MENOR	RIG.IZQ.	RIG.DER.	RIG /ERIG	M (T.m)
F-569 F-566	5,16	4,28	4,13	NO	-	-	-	-	5,16
F-566 F-567	4,28	3,57	3,42	SI	0,71	4/7= 0,571	4/7= 0,571	0,5	3,93
F-567 F-480	3,57	3,42	2,86	NO	-	-	-	-	3,57
F-479 F-480	3,42	1,75	2,74	SI	1,67	4/7 = 0,571	4/7 = 0,571	0,5	2,59
F-478 F-479	1,75	1,03	1,40	SI	0,72	0,571	0,571	0,5	1,39

SENTIDO "Y"

PANELES	M.MAYOR (T.m)	M.MENOR (T.m)	0,8*M.MAYOR (T.m)	M.MENOR< 0,8*M.MAYOR	M.MAYOR - M.MENOR	RIG.SUP.	RIG.INF.	RIG /ERIG	M (T.m)
F-552 F-569	3,69	3,34	2,95	NO	-	-	-	-	3,69
F-574 F-566	3,69	3,61	2,95	NO	-	-	-	-	3,69
F-576 F-567	3,69	3,57	2,95	NO	-	-	-	-	3,69
F-577 F-480	3,69	3,42	2,95	NO	-	-	-	-	3,69
F-579 F-479	3,69	3,10	2,95	NO	-	-	-	-	3,69

SENTIDO "Y" (CONTINUACIÓN)

PANELES	M.MAYOR (T.m)	M.MENOR (T.m)	0,8*M.MAYOR (T.m)	M.MENOR< 0,8*M.MAYOR	M.MAYOR - M.MENOR	RIG.SUP.	RIG.INF.	RIG /ΣRIG	M (T.m)
F-580 F-478	3,69	2,39	2,95	SI	1,30	$4/6,5 = 0,615$	$4/4,41 = 0,91$	0,403	3,17
F-569 F-402	3,34	2,80	2,67	NO	-	-	-	-	3,34
F-566 F-403	3,61	2,80	2,89	SI	0,81	$4/7,87 = 0,508$	$3/6 = 0,5$	0,504	3,20
F-567 F-437	3,57	2,80	2,86	SI	0,77	$4/7 = 0,571$	$3/6 = 0,5$	0,533	3,16
F-480 F-438	3,42	2,80	2,74	NO	-	-	-	-	3,42
F-479 F-439	3,10	2,80	2,48	NO	-	-	-	-	3,10
F-478 F-440	2,39	2,80	1,91	NO	-	-	-	-	2,39

A.6.- DISEÑO DE ESCALERAS

A.6.1 .- ESCALERA HELICOIDAL "B"

$L = 0,5 \text{ T/m}^2$	$b = 160 \text{ (cm)}$
$A_o = 90^\circ = 1,57 \text{ Rad.}$	$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
$r = 197 \text{ (cm)}$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$\beta = \arctan \left[\frac{350}{\pi * 197} \right]^* = 0,515 \text{ Rad (} 29,49^\circ \text{)}$$

$$\# \text{ de peldaños : } 350 / 18,5 = 19 \text{ peldaños}$$

$$\rightarrow \text{Ancho Promedio de la huella} = (197 * \pi) / 19 = 33 \text{ (cm)}$$

$$\text{Peso de los peldaños : } \frac{0,185 * 1,6 * 1 * 2400}{2} = 355,2 \text{ (Kg)}$$

$$\text{Peso del enlucido inferior : } 0,018 * 1 * 1,6 * 2400 = 69,12 \text{ (Kg)}$$

$$\text{Peso del revestimiento: } 0,018 * 1,6 * 1 * \frac{(0,185 + 0,33) * 2300}{0,33} = 103 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso propio de la losa : } 0,18 * 1,6 * 2400 = 691,2 \text{ (Kg)}$$

$$\rightarrow \text{Peso por metro} = 1218,82 = 1,22 \text{ T/m}$$

$$\rightarrow \text{Carga viva por metro de longitud} = 500 * 1,6 * 1 = 800 \text{ (Kg)}$$
$$= 0,8 \text{ (T/m)}$$

$$\rightarrow q_{ult} = (1,4) (1,22) + (1,7) (0,8) = 3,07 \text{ T/m}$$

* Referencia : "Temas de Hormigón Armado". Ing. Marcelo Romo Proaño. Escuela Politécnica del Ejército.

PROPIEDADES MECÁNICAS

$$I_1 = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{(160) \cdot (18)^3}{12} = 77760 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_3 = \frac{(18) \cdot (160)^3}{12} = 6144000 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_t = \left(\frac{b}{h} - 0,63 \right) \cdot \frac{h^4}{3} = 288995,04 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$E = 15100 \cdot \sqrt{240} = 233928,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)} = \frac{233928,2}{2 \cdot (1,15)} = 101708 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n_1 = 79,01 \text{ I)}$$

$$E_3 = 0,0575 \text{ XV)}$$

$$n_2 = 48,90 \text{ II)}$$

$$E_4 = 0,867 \text{ XVI)}$$

$$A_1 = 17,00 \text{ III)}$$

$$\theta_{x^\circ q} = 0,004695 \text{ XVII)}$$

$$A_2 = 8,02 \text{ IV)}$$

$$v_{xx} = 1,4375 \cdot 10^{-8} \text{ XVIII)}$$

$$B_1 = 91,28 \text{ V)}$$

$$v_{xy} = -7,8754 \cdot 10^{-7} \text{ XIX)}$$

$$C_1 = -40,94 \text{ VI)}$$

$$\Delta^\circ_{yq} = -1,1052 \text{ XX)}$$

$$C_2 = -19,2 \text{ VII)}$$

$$\delta_{yy} = 1,836 \cdot 10^{-4} \text{ XXI)}$$

$$C_3 = 0,911 \text{ VIII)}$$

$$D_1 = -31,2 \text{ IX)}$$

$$D_2 = -3,43 \text{ X)}$$

$$D_3 = 0,335 \text{ XI)}$$

$$D_4 = -0,060 \text{ XII)}$$

$$E_1 = 30,15 \text{ XIII)}$$

$$E_2 = 3,44 \text{ XIV)}$$

FUERZAS Y MOMENTOS EN EL CENTRO DE LA LUZ

X = 4154,08 (kg-cm) **XXII)**

Y = 6037,43 (Kg) **XXIII)**

MOMENTOS DE DISEÑO

α °	α RAD	β RAD	r (cm)	q (Kg/cm)	X (Kg-cm)	Y (cm)	M1 α XXIV) Kg-cm	M2 α XXV) Kg-cm	M3 α XXVI) Kg - cm
0,0	0,00	0,515	197	30,7	4154,1	6037	-4154,1	0,00	0,00
10	0,1745	0,515	197	30,7	4154,1	6037	-1805,9	-506,3	-237559,64
20	0,3491	0,515	197	30,7	4154,1	6037	4556,9	-397,7	-467562,12
30	0,524	0,515	197	30,7	4154,1	6037	13012,3	353,7	-683001,29
40	0,698	0,515	197	30,7	4154,1	6037	19865,8	3701,6	-876213,23
50	0,873	0,515	197	30,7	4154,1	6037	21567,42	6271,6	-1043178,26
60	1,047	0,515	197	30,7	4154,1	6037	12107,88	9731,1	-1177836,04
70	1,222	0,515	197	30,7	4154,1	6037	-12964,9	9306,5	-1278735,21
80	1,396	0,515	197	30,7	4154,1	6037	-60525,3	4670,01	-13343002,8
90	1,571	0,515	197	30,7	4154,1	6037	-1347716	-8720,2	-1372222,72

FUERZAS CORTANTES EN LA ESCALERA

α °	α RAD	r (cm)	q (Kg/cm)	Y α XXVII) (Kg)	T α XXVIII) (Kg)
0,00	0,00	197	30,7	6037	0
10	0,1745	197	30,7	6037	1055,4
20	0,3491	197	30,7	6037	2111,32
30	0,524	197	30,7	6037	3169,09
40	0,698	197	30,7	6037	4221,43
50	0,873	197	30,7	6037	5279,82
60	1,047	197	30,7	6037	6332,15
70	1,222	197	30,7	6037	7390,53
80	1,396	197	30,7	6037	8442,87
90	1,571	197	30,7	6037	9501,25

$f_y = 4200$ Kg/cm²
 $f'_c = 240$ Kg/cm²
 $b = 160$ cm
 $d = 18$ cm
 $\rho_{ob} = 0,0245$
 $0.5\rho_{ob} = 0,0122$
 $K_n = 44,92$ Kg/cm²
 $M_R = 23,28$ T-m
 $M_{udis} = 13,72$ T-m

Si $M_{udis} \leq M_R$ diseño simplemente armado, sino, doblemente armado

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

$$\begin{aligned} K_n &= 26,47 \text{ Kg/cm}^2 \\ r_o &= 0,0068 \\ \mathbf{As} &= \mathbf{19,57 \text{ cm}^2} \\ \mathbf{Asmin} &= \mathbf{9,60 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_b &= 1,6 \text{ cm} & A_b &= 2,01 \text{ cm}^2 \\ n(cal) &= 9,73 \\ \rightarrow \# \text{ Varillas} &= 10 \text{ } \varnothing 16 + 1 \text{ } \varnothing 18^* \quad *Varilla \text{ tensora} \end{aligned}$$

A.6.2 .- ESCALERA HELICOIDAL "A"

$$\begin{aligned} L &= 0,5 \text{ T/m}^2 & b &= 112 \text{ (cm)} \\ A_o &= 90^\circ = 1,57 \text{ rad} & f'_c &= 240 \text{ Kg/cm}^2 \\ r &= 138 \text{ (cm)} & f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\beta = \arctan \left[\frac{350}{\pi * 138} \right] = 0,679 \text{ rad} = 39^\circ$$

$$\rightarrow \text{Ancho promedio de la huella} : \frac{138 * \pi}{19} = 22,82 = 23 \text{ cm}$$

$$\text{Peso de los peldaños} : \frac{0,185 * 1,12 * 1 * 2400}{2} = 248,64 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso del enlucido inferior} : 0,018 * 1,12 * 1 * 2400 = 48,38 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso del revestimiento} : \frac{0,018 * 1,12 * (0,185 + 0,23) * 2300}{0,2}$$

$$= 83,66 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso propio de la losa : } 0,18 \times 1,12 \times 2400 = 483,84 \text{ Kg}$$

$$\rightarrow \text{Peso por metro} = 864,52 \text{ Kg.} = 0,864 \text{ T/m}$$

$$\rightarrow \text{Carga viva por metro de longitud} = 500 \times 1,12 \times 1 = 560 \text{ Kg}$$

$$= 0,56 \text{ T/m}$$

$$\rightarrow q_u = 1,4(0,864) + 1,7(0,56) = 2,16 \text{ T/m}$$

PROPIEDADES MECÁNICAS

$$I1 = 54432 \text{ (cm}^4\text{)} \quad E = 233928,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I3 = 2107392 \text{ (cm}^4\text{)} \quad G = 101708 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I_t = 195683,04 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$n1 = 38,72 \quad C3 = 1,042 \quad E3 = 0,216$$

$$n2 = 24,77 \quad D1 = -24,51 \quad E4 = 0,879$$

$$A1 = 8,32 \quad D2 = -2,22 \quad \theta_{x^{\circ}q} = 1,722 \times 10^{-3}$$

$$A2 = 3,30 \quad D3 = -0,196 \quad v_{xx} = 1,529 \times 10^{-8}$$

$$B1 = 42,45 \quad D4 = 0,361 \quad v_{xy} = -8,266 \times 10^{-7}$$

$$C1 = -25,16 \quad E1 = 33,90 \quad \Delta^{\circ}_{yq} = -0,422$$

$$C2 = -9,72 \quad E2 = 3,19 \quad \delta_{yy} = 2,036 \times 10^{-4}$$

FUERZAS Y MOMENTOS EN EL CENTRO DE LA LUZ

$$X = 1420,96 \text{ (Kg.cm)}$$

$$Y = 2066,95 \text{ (Kg)}$$

MOMENTOS DE DISEÑO

α °	α RAD	β RAD	r (cm)	q (Kg/cm)	X (Kg-cm)	Y (cm)	M1 α Kg-cm	M2 α Kg-cm	M3 α Kg - cm
0,0	0,00	0,679	138	21,6	1420,96	2066,95	1420,96	0,00	0,00
10	0,1745	0,679	138	21,6	1420,96	2066,95	2150,37	-407,81	-63550,56
20	0,3491	0,679	138	21,6	1420,96	2066,95	4106,89	622,74	-125028,79
30	0,524	0,679	138	21,6	1420,96	2066,95	6637,39	1173,54	-182566,76
40	0,698	0,679	138	21,6	1420,96	2066,95	8484,55	2462,2	-233931,14
50	0,873	0,679	138	21,6	1420,96	2066,95	8444,75	3433,76	-278383,85
60	1,047	0,679	138	21,6	1420,96	2066,95	4473,33	4588,15	-314145,49
70	1,222	0,679	138	21,6	1420,96	2066,95	-4936,6	4446,46	-341298,60
80	1,396	0,679	138	21,6	1420,96	2066,95	-22121	2902,79	-359104,74
90	1,571	0,679	138	21,6	1420,96	2066,95	-48477	54018,1	-368593,63

FUERZAS CORTANTES EN LA ESCALERA

α °	α RAD	r (cm)	q (Kg/cm)	Y α (Kg)	T α (Kg)
0,00	0,00	138	21,6	2066,95	0
10	0,1745	138	21,6	2066,95	520,15
20	0,3491	138	21,6	2066,95	951,17
30	0,524	138	21,6	2066,95	1561,94
40	0,698	138	21,6	2066,95	2080,60
50	0,873	138	21,6	2066,95	2602,24
60	1,047	138	21,6	2066,95	3120,90
70	1,222	138	21,6	2066,95	3642,54
80	1,396	138	21,6	2066,95	4161,20
90	1,571	138	21,6	2066,95	4682,84

$f_y = 4200$ Kg/cm²
 $f'_c = 240$ Kg/cm²
 $b = 112$ cm
 $d = 18$ cm
 $\rho_{ob} = 0,0245$
 $0.5\rho_{ob} = 0,0122$
 $K_n = 44,92$ Kg/cm²
 $M_R = 16,30$ T-m
 $M_{udis} = 3,69$ T-m

Si $M_{udis} \leq M_R$ diseño simplemente armado, sino, doblemer armado

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

$$K_n = 10,17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r_o = 0,0025$$

$$A_s = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 6,72 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \# \text{ Varillas : } 7 \text{ } \emptyset 12 + 1 \emptyset 18$$

13.3.- FÓRMULAS EMPLEADAS EN EL DISEÑO*

$$n_1 = \frac{I_3}{I_1} \quad \text{I)} \quad n_2 = \frac{E \cdot I_3}{G \cdot I_t} \quad \text{II)}$$

$$A_1 = n_1 \left[\frac{\sin \alpha_o}{4} - \frac{\sin(2\alpha_o)}{2} - \frac{\alpha_o}{2} \right] \quad \text{III)}$$

$$A_2 = (n_2 \cos^2 \beta + \sin^2 \beta) \left[\frac{\sin \alpha_o}{4} + \frac{\sin(2\alpha_o)}{2} - \frac{\alpha_o}{2} - \alpha_o \cos \alpha_o \right] \quad \text{IV)}$$

$$B_1 = n_1 \left[\frac{\alpha_o}{2} + \frac{\sin(2\alpha_o)}{4} \right] + (n_2 \cos^2 \beta + \sin^2 \beta) * \left[\frac{\alpha_o}{2} - \frac{\sin(2\alpha_o)}{4} \right] \quad \text{V)}$$

$$C_1 = - \frac{n_1}{\cos^2 \beta} \left[\frac{\sin(2\alpha_o)}{8} - \frac{\alpha_o \cos(2\alpha_o)}{4} \right] \quad \text{VI)}$$

* Recopilación: Formulario del Ingeniero ,Ediciones URMO.

$$C2 = n2 \left[\frac{3 \cdot \text{sen}(2\alpha_o)}{8} - \frac{\alpha_o \cdot \cos(2\alpha_o)}{4} - \frac{\alpha_o}{2} \right] \quad \text{VII)}$$

$$C3 = \frac{\alpha_o}{2} - \frac{\text{sen}(2\alpha_o)}{8} (2 - \text{tg}^2\beta) - \text{tg}^2\beta \cdot \frac{\alpha_o \cdot \cos(2\alpha_o)}{4} \quad \text{VIII)}$$

$$D1 = - \frac{n1 \cdot \text{Tg}\beta}{\text{Cos}\beta} \left[\text{sen}\alpha_o - \alpha_o \cos\alpha_o - \frac{\text{sen}(2\alpha_o)}{8} + \frac{\alpha_o \cdot \cos(2\alpha_o)}{4} \right] \quad \text{IX)}$$

$$D2 = n2 \cdot \text{sen}\beta \left[3\alpha_o \cos\alpha_o - \frac{3 \cdot \text{sen}(2\alpha_o)}{8} + \frac{\alpha_o}{2} + (\alpha_o^2 - 3) (\text{sen}\alpha_o) + \frac{\alpha_o \cdot \cos(2\alpha_o)}{4} \right] \quad \text{X)}$$

$$D3 = \text{sen}\beta \left[(1 - 2\text{Tg}^2\beta) (\text{sen}\alpha_o - \alpha_o \cos\alpha_o) + \frac{2 - \text{Tg}^2\beta \cdot \text{sen}(2\alpha_o)}{8} \right]$$

$$D4 = \text{sen}\beta \left[\text{Tg}^2\beta \cdot \alpha_o \left[\alpha_o \cdot \text{sen}\alpha_o + \frac{\cos(2\alpha_o)}{4} \right] - \frac{\alpha_o}{2} \right] \quad \text{XII)}$$

$$E1 = \frac{n1 \cdot \text{Tg}^2\beta}{\text{Cos}\beta} \left[\frac{\alpha_o^3}{6} - \frac{\alpha_o \cdot \cos(2\alpha_o)}{4} - \frac{\alpha_o^2 \cdot \text{sen}(2\alpha_o)}{4} + \frac{\text{sen}(2\alpha_o)}{8} \right]$$

$$E2 = n2 \cdot \text{sen}\beta \cdot \text{Tg}\beta \left[\frac{\alpha_o^3}{6} + \frac{3\alpha_o \cos(2\alpha_o)}{4} - \frac{5 \text{ sen}(2\alpha_o)}{8} + \frac{\alpha_o^2 \text{ sen}(2\alpha_o)}{4} + \frac{\alpha_o}{2} \right] \quad \text{XIV)}$$

$$E3 = \cos\beta \left[\frac{Tg^4\beta (\alpha_o^3)}{6} - \frac{\text{sen}2\alpha_o (2-2Tg^2\beta + Tg^4\beta)}{8} + \frac{Tg^4\beta (\alpha_o)^2 * \text{sen}(2\alpha_o)}{4} \right] \quad \text{XV)}$$

$$E4 = \cos\beta \left[-Tg^2\beta (2-Tg^2\beta) * \frac{\alpha_o \cos(2\alpha_o)}{4} + \frac{\alpha_o}{2} \right] \quad \text{XVI)}$$

$$\theta X^\circ q = \frac{1}{EI3} * \frac{qr^3 (A1+A2)}{\cos\beta} \quad \text{XVII)} \quad \nu XX = \frac{1}{EI3} * \frac{r}{\cos\beta} * (B1) \quad \text{XVIII)}$$

$$\nu XY = \frac{1 * r^2 * \text{sen}\beta * (C1+C2+C3)}{EI3} \quad \text{XIX)}$$

$$\Delta^\circ Yq = \frac{1 * qr^4 * (D1+D2+D3+D4)}{EI3} \quad \text{XX)}$$

$$\delta YY = \frac{1 * r^3 * (E1+E2+E3+E4)}{EI3} \quad \text{XXI)}$$

$$X = \frac{(\Delta^\circ Yq * \nu XY) - (\theta X^\circ q * \delta YY)}{(\nu XX * \delta YY) - (\nu XY)^2} \quad \text{XXII)} \quad Y = \frac{(\theta X^\circ q * \nu XY) - (\Delta^\circ Yq * \nu XX)}{(\nu XX * \delta YY) - (\nu XY)^2} \quad \text{XXIII)}$$

$$M1\alpha = -qr^2 (1-\cos\alpha) - (\cos\alpha)X + r(Tg\beta)\alpha(\text{sen}\alpha)Y \quad \text{XXIV)}$$

$$M2\alpha = -qr^2 (\cos\beta) (\alpha - \text{sen}\alpha) - (\cos\beta) (\text{sen}\alpha)X - r(\text{sen}\beta) (\alpha \cos\alpha - \text{sen}\alpha)Y \quad \text{XXV)}$$

$$M3\alpha = -qr^2 (\text{sen}\beta) (\alpha - \text{sen}\alpha) - (\text{sen}\beta) (\text{sen}\alpha)X - r(\cos\beta) * (\text{sen}\alpha + Tg\beta^2\alpha * \cos\alpha)Y \quad \text{XXVI)}$$

$$Y_{\alpha} = Y \text{ XXVII)}$$

$$T_{\alpha} = q \cdot \alpha \cdot r \text{ XXVIII)}$$

SIMBOLOGÍA

α_0 : Mitad del ángulo de desarrollo horizontal de la escalera helicoidal.

β : Angulo de inclinación vertical de la escalera helicoidal.

α : Angulo horizontal medido desde el centro de la escalera hasta la sección en que se analizan las solicitudes.

q : Carga vertical uniforme distribuida sobre la proyección horizontal del eje longitudinal de la escalera.

r : Radio horizontal del eje central de la escalera helicoidal.

b : Ancho constante de la losa o viga de sección transversal rectangular, que sirve de sustento para la escalera helicoidal.

h : Altura constante de la losa o viga de sección transversal rectangular de la escalera helicoidal.

E: Módulo de elasticidad del material constitutivo de la escalera.

G: Módulo de cortante del material de la escalera.

I1: Inercia de la sección transversal rectangular respecto al eje horizontal de la losa o viga rectangular.

I_t: Inercia torsional de la sección transversal rectangular respecto al eje longitudinal de la losa o viga rectangular.

I3: Inercia de la sección transversal rectangular respecto al eje vertical de la losa o viga rectangular.

M1 α : Momento flector respecto al eje horizontal de la losa o viga rectangular de la escalera calculado en la sección transversal ubicada a un ángulo α desde el centro de la escalera.

M2 α : Momento torsor respecto al eje longitudinal de la losa o viga rectangular de la escalera calculado en la sección transversal ubicada a un ángulo α desde el centro de la escalera.

$M_{3\alpha}$: Momento flector respecto al eje vertical de la losa o viga rectangular de la escalera, calculado en la sección transversal ubicada a un ángulo α desde el centro de la escalera.

Y_α : Fuerza cortante horizontal de la losa o viga rectangular de la escalera helicoidal calculada en la sección transversal ubicada a un ángulo α desde el centro de la escalera.

T_α : Fuerza cortante vertical en la losa o viga rectangular de la escalera, calculada en la sección transversal ubicada a un ángulo α desde el centro de la escalera.

N_α : Fuerza axial en la losa o viga rectangular de la escalera helicoidal calculada en la sección transversal, ubicada a un ángulo α desde el centro de la escalera.

Y : Fuerza cortante horizontal en la losa o viga rectangular de la escalera helicoidal calculada en el centro de la misma.

**A.7.- DISEÑO DE PLINTOS AISLADOS, CARGAS DE DISEÑO
OBTENIDAS EN 6.2.5.e.1**

PLINTO TIPO I: (COLUMNA 2- C)

fy=	4200	Kg/cm ²		
f'c=	240	Kg/cm ²		
Qa =	30	Ton/m²		
Pmuerta	302,86	ton		
Pviva	74,63	ton		
Ptotal=	377,49	ton		
Ao=	13,46381	m ²		
Bcal=	3,67	m		
Breal=	3,7	m		
bcol=	0,5	m		
hcol=	1	m		
Pu=	482,84	Ton		
qsu=	35,27	Ton/m ²		
dcal1=	0,54	m		
m=	614,668			
±=	487,453			
O=	-465,205			
dcal2=	0,56	m		
hasu=	0,65	m		
dreal=	0,57	m		
Mu=	167,04	m		
As=	80,96	cm ²		
Asmin=	70,300	cm ²		
Asasu=	83,45	cm ²		
db=	2,5	cm	Ab=	4,91 cm ²
ncal=	17,00			
n=	17		Asreal=	83,45 cm ²
espac.=	23	cm		
lb1=	79,85	cm		
lb2=	59,85	cm		
lb=	33,52	cm		
ld=	46,93	cm	ldis=	135 cm
Si ld<ldis no hay problema				

R E S U M E N

Asx	17 Fi 25 mm (1 @ 23 cm)	long.=	3,7	m.	NO NECESITA GANCHO
Asy	17 Fi 25 mm (1 @ 23 cm)	long.=	3,7	m.	NO NECESITA GANCHO

MEMORIA DE CALCULO

PLINTO TIPO II : COLUMNAS 3-B ; 8-B HASTA 10-B
3-C ; 4C

fy=	4200	Kg/cm ²		
f'c=	240	Kg/cm ²		
Qa =	30	Ton/m²		
Pmuerta	351,73	ton		
Pviva	95,62	ton		
Ptotal=	447,35	ton		
Ao=	15,95548333	m ²		
Bcal=	3,99	m		
Breal=	4	m		
bcol=	0,5	m		
hcol=	1	m		
Pu=	575,068	Ton		
qsu=	35,94	Ton/m ²		
dcal1=	0,59	m		
m=	615,340			
±=	488,461			
O=	-557,097			
dcal2=	0,63	m		
hasu=	0,75	m		
dreal=	0,67	m		
Mu=	220,14	m		
As=	90,32	cm ²		
Asmin=	89,333	cm ²		
Asasu=	93,27	cm ²		
db=	2,5	cm	Ab=	6,16 cm ²
ncal=	19,00			
n=	19		Asreal=	92,36 cm ²
espac.=	25	cm		
lb1=	100,16	cm		
lb2=	67,03	cm		
lb=	33,52	cm		
ld=	46,93	cm	ldis=	150 cm

Si ld<ldis no hay problema

R E S U M E N

Asx	19 Fi 25 mm (1 @ 28 cm)	long.=	4	m.	NO NECESITA GANCHO
Asy	19 Fi 25 mm (1 @ 28 cm)	long.=	4	m.	NO NECESITA GANCHO

MEMORIA DE CALCULO

PLINTOS TIPO III : COLUMNAS 4-B HASTA 7-B

5-C HASTA 9-C ; 2'-J

fy=	4200	Kg/cm ²		
f'c=	240	Kg/cm ²		
Qa =	30	Ton/m²		
Pmuerta	303,4	ton		
Pviva	86,96	ton		
Ptotal=	390,36	ton		
Ao=	13,92284	m ²		
Bcal=	3,73	m		
Breal=	3,8	m		
bcol=	0,5	m		
hcol=	1	m		
Pu=	503,216	Ton		
qsu=	34,85	Ton/m ²		
dcal1=	0,55	m		
m=	614,247			
±=	486,822			
O=	-485,792			
dcal2=	0,58	m		
hasu=	0,70	m		
dreal=	0,62	m		
Mu=	180,26	m		
As=	79,94	cm ²		
Asmin=	78,533	cm ²		
Asasu=	83,45	cm ²		
db=	2,5	cm	Ab=	4,91 cm ²
ncal=	17,00			
n=	17		Asreal=	83,45 cm ²
espac.=	23	cm		
lb1=	79,85	cm		
lb2=	59,85	cm		
lb=	33,52	cm		
ld=	46,93	cm	ldis=	140 cm
Si ld<ldis no hay problema				

R E S U M E N

Asx	17 Fi 25 mm (1 @ 23 cm)	long.=	3,8	m.	NO NECESITA GANCHO
Asy	17 Fi 25 mm (1 @ 23 cm)	long.=	3,8	m.	NO NECESITA GANCHO

MEMORIA DE CALCULO

PLINTOS TIPO IV : COLUMNAS 2'-B' HASTA 2'-I

fy=	4200	Kg/cm ²		
f'c=	240	Kg/cm ²		
Qa =	30	Ton/m²		
Pmuerta	244,3	ton		
Pviva	63,81	ton		
Ptotal=	308,11	ton		
Ao=	10,98925667	m ²		
Bcal=	3,32	m		
Breal=	3,4	m		
bcol=	0,6	m		
hcol=	0,6	m		
Pu=	395,256	Ton		
qsu=	34,19	Ton/m ²		
dcal1=	0,46	m		
m=	613,590			
±=	388,669			
O=	-382,947			
dcal2=	0,53	m		
hasu=	0,65	m		
dreal=	0,57	m		
Mu=	113,93	m		
As=	54,62	cm ²		
Asmin=	64,600	cm ²		
Asasu=	64,62	cm ²		
db=	2,2	cm	Ab=	3,80 cm ²
ncal=	17,00			
n=	17		Asreal=	64,62 cm ²
espac.=	21	cm		
lb1=	61,83	cm		
lb2=	52,67	cm		
lb=	33,52	cm		
ld=	46,93	cm	ldis=	140 cm
Si ld<ldis no hay problema				

R E S U M E N

Asx	17 Fi 22 mm (1 @ 21 cm)	long.=	3,4	m.	NO NECESITA GANCHO
Asy	17 Fi 22 mm (1 @ 21 cm)	long.=	3,4	m.	NO NECESITA GANCHO

MEMORIA DE CALCULO

PLINTOS TIPO V : COLUMNA 2-B

fy=	4200	Kg/cm ²		
f'c=	240	Kg/cm ²		
Qa =	30	Ton/m²		
Pmuerta	104,96	ton		
Pviva	40,7	ton		
Ptotal=	145,66	ton		
Ao=	5,195206667	m ²		
Bcal=	2,28	m		
Breal=	2,3	m		
bcol=	0,5	m		
hcol=	1	m		
Pu=	191,072	Ton		
qsu=	36,12	Ton/m ²		
dcal1=	0,31	m		
m=	615,518			
±=	488,728			
O=	-173,012			
dcal2=	0,27	m		
hasu=	0,40	m		
dreal=	0,32	m		
Mu=	33,65	m		
As=	29,08	cm ²		
Asmin=	24,533	cm ²		
Asasu=	30,54	cm ²		
db=	1,8	cm	Ab=	2,54 cm ²
ncal=	12,00			
n=	12		Asreal=	30,54 cm ²
espac.=	20	cm		
lb1=	41,39	cm		
lb2=	43,09	cm		
lb=	33,52	cm		
ld=	46,93	cm	ldis=	65 cm

Si ld<ldis no hay problema

R E S U M E N

Asx	12 Fi 18 mm (1 @ 20 cm)	long.=	2,3	m.	NO NECESITA GANCHO
Asy	12 Fi 18 mm (1 @ 20 cm)	long.=	2,3	m.	NO NECESITA GANCHO

MEMORIA DE CALCULO

PLINTOS TIPO VI : COLUMNA 2'' - F					
fy=	4200	Kg/cm ²			
f'c=	240	Kg/cm ²			
Qa =	30	Ton/m²			
Pmuerta	173,32	ton			
Pviva	34,41	ton			
Ptotal=	207,73	ton			
Ao=	7,409036667	m ²			
Bcal=	2,72	m			
Breal=	2,8	m			
bcol=	0,6	m			
hcol=	0,6	m			
Pu=	263,04	Ton			
qsu=	33,55	Ton/m ²			
dcal1=	0,36	m			
m=	612,949				
±=	387,900				
O=	-250,962				
dcal2=	0,40	m			
hasu=	0,50	m			
dreal=	0,42	m			
Mu=	56,84	m			
As=	37,11	cm ²			
Asmin=	39,200	cm ²			
Asasu=	38,17	cm ²			
db=	1,8	cm	Ab=	2,54	cm ²
ncal=	15,00				
n=	15		Asreal=	38,17	cm ²
espac.=	19	cm			
lb1=	41,39	cm			
lb2=	43,09	cm			
lb=	33,52	cm			
ld=	46,93	cm	ldis=	110	cm
Si ld<ldis no hay problema					

R E S U M E N

Asx	15 Fi 18 mm (1 @ 19 cm)	long.=	2,8	m.	NO NECESITA GANCHO
Asy	15 Fi 18 mm (1 @ 19 cm)	long.=	2,8	m.	NO NECESITA GANCHO

A.8. DISEÑO DE CADENAS DE AMARRE

MOMENTOS DE DISEÑO OBTENIDOS EN M.C.1.2

SENTIDO "X"

EJE B :

$f_y =$	4200	Kg/cm ²
$f'_c =$	240	Kg/cm ²
$b =$	30	cm
$d =$	35	cm
$\rho_{ob} =$	0,0245	
$0.5\rho_{ob} =$	0,0122	
$K_n =$	44,92	Kg/cm ²
$M_R =$	16,51	T-m
$M_{udis} =$	15,14	T-m

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

$K =$	41,20	Kg/cm ²	
$\rho_o =$	0,0111		
$A_s =$	11,66	cm ²	
$A_{smin} =$	3,50	cm ²	
$d_b =$	2	cm	$A_b = 3,14 \text{ cm}^2$
$n(cal) =$	3,71	(4 Ø 20)	

CADENAS INTERMEDIAS

$f_y =$	4200	Kg/cm ²
$f'_c =$	240	Kg/cm ²
$b =$	30	cm
$d =$	35	cm
$\rho_{ob} =$	0,0245	
$0.5\rho_{ob} =$	0,0122	
$K_n =$	44,92	Kg/cm ²
$M_R =$	16,51	T-m
$M_{udis} =$	7,57	T-m

MEMORIA DE CALCULO

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K = 20,60 Kg/cm²
ro= 0,0052
As= 5,46 cm²
Asmin= 3,50 cm²

db= 2 cm Ab= 3,14 cm²
n(cal)= 1,74 (2 Ø 20)

EJE C

fy= 4200 Kg/cm²
f'c= 240 Kg/cm²
b= 30 cm
d= 35 cm
rob= 0,0245
0.5rob= 0,0122
Kn= 44,92 Kg/cm²
MR= 16,51 T-m
Mudis= 11,95 T-m

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K = 32,52 Kg/cm²
ro= 0,0085
As= 8,94 cm²
Asmin= 3,50 cm²

db= 2 cm Ab= 3,14 cm²
n(cal)= 2,84 (3Ø 20)

MEMORIA DE CALCULO

EJE 2' (CADENAS INTERMEDIAS)

fy= 4200 Kg/cm²
f'c= 240 Kg/cm²
b= 30 cm
d= 35 cm
rob= 0,0245
0.5rob= 0,0122
Kn= 44,92 Kg/cm²
MR= 16,51 T-m
Mudis= 7,07 T-m

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K = 19,24 Kg/cm²
ro= 0,0048
As= 5,08 cm²
Asmin= 3,50 cm²

db= 2 cm
n(cal)= 1,62 (2 Ø 20)
Ab= 3,14 cm²

CADENA ESQUINERA DERECHA

fy= 4200 Kg/cm²
f'c= 240 Kg/cm²
b= 30 cm
d= 35 cm
rob= 0,0245
0.5rob= 0,0122
Kn= 44,92 Kg/cm²
MR= 16,51 T-m
Mudis= 11,50 T-m

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K = 31,29 Kg/cm²
ro= 0,0082
As= 8,57 cm²
Asmin= 3,50 cm²

db= 2 cm Ab= 3,14 cm;
n(cal)= 2,73 (3 Ø 20)

SENTIDO "Y"

EJE 2 ^ B'

fy= 4200 Kg/cm²
f'c= 240 Kg/cm²
b= 30 cm
d= 35 cm
rob= 0,0245
0.5rob= 0,0122
Kn= 44,92 Kg/cm²
MR= 16,51 T-m
Mudis= 18,88 T-m

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K = 51,37 Kg/cm²
ro= 0,0144
As= 15,12 cm²
Asmin= 3,50 cm²

db= 2,5 cm Ab= 4,91 cm;
n(cal)= 3,08 (3 Ø 25)

MEMORIA DE CALCULO

fy= 4200 Kg/cm2
f'c= 240 Kg/cm2
b= 30 cm
d= 35 cm
rob= 0,0245
0.5rob= 0,0122
Kn= 44,92 Kg/cm2
MR= 16,51 T-m
Mudis= 15,83 T-m

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K = 43,07 Kg/cm2
ro= 0,0117
As= 12,28 cm2
Asmin= 3,50 cm2
db = 2,5 cm Ab= 4,91 cm
n(cal)= 2,50 (3 Ø 25)

CADENAS INTERMEDIAS

fy= 4200 Kg/cm2
f'c= 240 Kg/cm2
b= 30 cm
d= 35 cm
rob= 0,0245
0.5rob= 0,0122
Kn= 44,92 Kg/cm2
MR= 16,51 T-m
Mudis= 11,99 T-m

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K = 32,63 Kg/cm2
ro= 0,0085
As= 8,97 cm2
Asmin= 3,50 cm2

$$\begin{aligned}db &= 2,5 \text{ cm} & Ab &= 4,91 \text{ cm}^2 \\n(cal) &= 1,83 \quad (2 \text{ } \varnothing \text{ } 25)\end{aligned}$$

EJE 3 ^ C'

$$\begin{aligned}f_y &= 4200 & \text{Kg/cm}^2 \\f'_c &= 240 & \text{Kg/cm}^2 \\b &= 40 & \text{cm} \\d &= 45 & \text{cm} \\r_{ob} &= 0,0245 \\0.5r_{ob} &= 0,0122 \\K_n &= 44,92 & \text{Kg/cm}^2 \\MR &= 36,38 & \text{T-m} \\M_{udis} &= 20,33 & \text{T-m}\end{aligned}$$

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

$$\begin{aligned}K_n &= 25,10 & \text{Kg/cm}^2 \\r_o &= 0,0064 \\As &= 11,55 & \text{cm}^2 \\As_{min} &= 6,00 & \text{cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}db &= 2,5 \text{ cm} & Ab &= 4,91 \text{ cm}^2 \\n(cal) &= 2,35 \quad (3 \text{ } \varnothing \text{ } 25)\end{aligned}$$

CADENAS INTERMEDIAS

$$\begin{aligned}f_y &= 4200 & \text{Kg/cm}^2 \\f'_c &= 240 & \text{Kg/cm}^2 \\b &= 40 & \text{cm} \\d &= 45 & \text{cm} \\r_{ob} &= 0,0245 \\0.5r_{ob} &= 0,0122 \\K_n &= 44,92 & \text{Kg/cm}^2 \\MR &= 36,38 & \text{T-m} \\M_{udis} &= 16,14 & \text{T-m}\end{aligned}$$

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K = 19,93 Kg/cm²
ro= 0,0050
As= 9,03 cm²
Asmin= 6,00 cm²

db = 2 cm Ab= 3,14 cm
n(cal)= 2,87 (3 Ø 20)

EJE C' :

fy= 4200 Kg/cm²
f'c= 240 Kg/cm²
b= 40 cm
d= 45 cm
rob= 0,0245
0.5rob= 0,0122
Kn= 44,92 Kg/cm²
MR= 36,38 T-m
Mudis= 12,36 T-m

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K = 15,26 Kg/cm²
ro= 0,0038
As= 6,83 cm²
Asmin= 6,00 cm²

db= 2 cm Ab= 3,14 cm²
n(cal)= 2,17 (3 Ø 25)

EJES 4 ^ D'

fy=	4200	Kg/cm ²
f'c=	240	Kg/cm ²
b=	40	cm
d=	45	cm
rob=	0,0245	
0.5rob=	0,0122	
Kn=	44,92	Kg/cm ²
MR=	36,38	T-m
Mudis=	22,21	T-m

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K =	27,42	Kg/cm ²
ro=	0,0071	
As=	12,71	cm²
Asmin=	6,00	cm²

db=	2,5 cm	Ab = 4,91 cm ²
n(cal)=	2,89 (3 Ø 25)	

CADENAS

INTERMEDIAS

fy=	4200	Kg/cm ²
f'c=	240	Kg/cm ²
b=	40	cm
d=	45	cm
rob=	0,0245	
0.5rob=	0,0122	
Kn=	44,92	Kg/cm ²
MR=	36,38	T-m
Mudis=	16,45	T-m

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K =	20,31	Kg/cm ²
ro=	0,0051	
As=	9,22	cm²
Asmin=	6,00	cm²

EJE D' :

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

$$EJE \ 5 \wedge E'$$

fy=	4200	Kg/cm2
f'c=	240	Kg/cm2
b=	40	cm
d=	45	cm
rob=	0,0245	
0.5rob=	0,0122	
Kn=	44,92	Kg/cm2
MR=	36,38	T-m
Mudis=	23,49	T-m

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K = 29,00 Kg/cm²
ro= 0,0075
As= 13,51 cm²
Asmin= 6,00 cm²

Db = 2,5 cm Ab= 4,91 cm²
n(cal)= 2,75 (3 Ø 25)

CADENAS INTERMEDIAS

fy= 4200 Kg/cm²
f'c= 240 Kg/cm²
b= 40 cm
d= 45 cm
rob= 0,0245
0.5rob= 0,0122
Kn= 44,92 Kg/cm²
MR= 36,38 T-m
Mudis= 16,54 T-m

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K = 20,42 Kg/cm²
ro = 0,0051
As = 9,27 cm²
As.min= 6,00 cm²

db= 2,5 cm Ab= 4,91 cm²
n(cal)= 1,89 (2Ø25)

En el resto de ejes, los momentos son bastante similares, por lo tanto el refuerzo es igual para las cadenas ubicadas en dichos ejes.

EJE "K"

fy=	4200	Kg/cm2
f'c=	240	Kg/cm2
b=	40	cm
d=	45	cm
rob=	0,0245	
0.5rob=	0,0122	
Kn=	44,92	Kg/cm2
MR=	36,38	T-m
Mudis=	23,98	T-m

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

K =	29,60	Kg/cm2
ro=	0,0077	
As=	13,82	cm2
Asmin=	6,00	cm2

db =	2,5 cm	Ab=	4,91 cm2
n(cal)=	2,81 (3Ø25)		

EJE F*-C'

fy=	4200	Kg/cm2
f'c=	240	Kg/cm2
b=	30	cm
d=	35	cm
rob=	0,0245	
0.5rob=	0,0122	
Kn=	44,92	Kg/cm2
MR=	16,51	T-m
Mudis=	8,94	T-m

MEMORIA DE CALCULO

DISEÑO SIMPLEMENTE ARMADO

Kn= 24,33 Kg/cm²

ro= 0,0062

As= **6,52** cm²

Asmin= **3,50** cm²

db= 2 cm Ab= 3,14 cm²

n(cal)= 2,07

A.8.1.- CALCULO DE LONGITUDES DE TRASLAPE

SENTIDO "X"

EJE B

TRASLAPE SUPERIOR

TRASLAPE INFERIOR

Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	Ktr	db	r	lt	CL	C1	C2	C	Ktr	db	r	Lt
0,87	>50	B	9,2	5,8	5,8	0	2,0	2,5	85	B	9,2	5,8	5,8	0	2,0	2,5	65

EJE C ^ 2' Idem eje "B"

SENTIDO "Y"

EJES 2 ^ B'

TRASLAPE SUPERIOR

TRASLAPE INFERIOR

Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	Ktr	db	r	lt	CL	C1	C2	C	Ktr	db	r	Lt
1,20	>50	B	4,48	6,05	4,48	0	2,5	1,79	185	B	4,48	6,05	4,48	0	2,5	2,5	140

EJES 3 ^ C'

TRASLAPE SUPERIOR

TRASLAPE INFERIOR

Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	Ktr	db	r	lt	CL	C1	C2	C	Ktr	db	r	Lt
1,04	>50	B	7,10	5,8	5,8	0	2,0	2,5	85	B	7,10	5,8	5,8	0	2,0	2,5	65

EJES 4 ^ D' HASTA EJE 10 ^ J

TRASLAPE SUPERIOR

TRASLAPE INFERIOR

Ar/Ap	% V	CL	C1	C2	C	Ktr	db	r	lt	CL	C1	C2	C	Ktr	db	r	Lt
1,0	>50	B	7,10	5,	6,05	0	2,0	2,5	85	B	6,98	6,05	6,05	0	2,0	2,5	65

ANEXO "B"

***REPRODUCCIÓN AUTORIZADA DEL
ESTUDIO DE SUELOS DEL SITIO A
CONSTRUIRSE EL PROYECTO***

PROYECTO : Ante proyecto Nuevo Campus PUCE
 LOCALIZ. : Nayón
 SOLICITA : Arq. Fernando Calle
 APROBADO : Ing. Guillermo Realpe
 FECHA : 04/03/2009

ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA POR ASENTAMIENTO EN FUNCION DE " N " (SPT)

PERFORACION No: 1

Profund. (m)	N(spt)	Ncorr	Q(teng) (tn/m2) 1,50	Q(teng) (tn/m2) 2,00	Q(mey) (tn/m2) 1,50	Q(mey) (tn/m2) 2,00	PROMEDIO
1,00	2	2,00	-1,27	-1,17	2,74	2,44	0,73
2,00	4	4,00	1,27	1,17	5,79	5,31	3,53
3,00	17	17,00	17,84	16,36	24,62	22,58	21,23
4,00	60	60,00	72,63	66,63	86,88	79,70	79,76
5,00	60	60,00	72,63	66,63	86,88	79,70	79,76
6,00	60	60,00	72,63	66,63	86,88	79,70	79,76
7,00	60	60,00	72,63	66,63	86,88	79,70	79,76

PERFORACION No: 2

Profund. (m)	N(spt)	Ncorr	Q(teng) (tn/m2) 1,00	Q(teng) (tn/m2) 1,50	Q(mey) (tn/m2) 1,00	Q(mey) (tn/m2) 1,50	PROMEDIO
1,00	5,00	5,00	2,55	2,34	6,84	6,09	4,69
2,00	22,00	22,00	24,21	22,21	31,86	29,22	28,03
3,00	51,00	51,00	61,16	56,11	73,85	67,74	67,51
4,00	60,00	60,00	72,63	66,63	86,88	79,70	79,76
5,00	60,00	60,00	72,63	66,63	86,88	79,70	79,76
6,00	60,00	60,00	72,63	66,63	86,88	79,70	79,76

PROYECTO : Ante proyecto Nuevo Campus PUCE
 LOCALIZ. : Nayón
 SOLICITA : Arq. Fernando Calle
 APROBADO : Ing. Guillermo Realpe
 FECHA : 04/03/2009

ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA POR ASENTAMIENTO EN FUNCION DE " N " (SPT)

PERFORACION No: 3

Profund. (m)	N(spt)	Ncorr	Q(teng) (tn/m2) 1,50	Q(teng) (tn/m2) 2,00	Q(mey) (tn/m2) 1,50	Q(mey) (tn/m2) 2,00	PROMEDIO
1,00	4	4,00	1,27	1,17	5,47	4,87	3,37
2,00	23	23,00	25,48	23,38	33,30	30,55	29,39
3,00	60	60,00	72,63	66,63	86,88	79,70	79,76
4,00	60	60,00	72,63	66,63	86,88	79,70	79,76
5,00	60	60,00	72,63	66,63	86,88	79,70	79,76
6,00	60	60,00	72,63	66,63	86,88	79,70	79,76
7,00	60	60,00	72,63	66,63	86,88	79,70	79,76

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNICA

ENSAYO DE CLASIFICACION

PROYECTO : Nuevo campus PUCE

LOCALZ. : Nayón

MUESTRA : Tomada por personal de Laboratorio

RECEPCION # : S - 1249

NORMA : ASTM D 2487 - 00

SOLICITA : Arq. Fernando Calle

PERFORACION # : P1

PROFUNDIDAD : 1,00 - 1,50 m

FECHA : 01/04/2009

ENSAYOS DE CLASIFICACION

1.- CONTENIDO DE HUMEDAD

W HUM.	W SECO	W CAPS	w %	
65,81	57,84	18,98	20,51	
65,24	56,91	17,46	21,12	Valor promedio: 20,81

2.- GRANULOMETRIA

DATOS: W HUM. = 112,91 W SECO = 93,46

TAMIZ	W RET.	% RETENIDO	% PASA
1/2"	0,00	0,00	100,00
3/8"	0,00	0,00	100,00
No. 4	2,15	2,30	97,70
No. 10	5,22	5,59	94,41
No. 40	31,40	33,60	66,40
No.200	66,08	70,70	29,30

3.- LIMITE LIQUIDO

MATERIAL NO PLÁSTICO

4.- LIMITE PLASTICO

MATERIAL NO PLÁSTICO

5.- RESUMEN DE RESULTADOS Y CLASIFICACION

GRANULOMETRIA:

GRAVA 2 %
ARENA 68 %
FINOS 29 %

PLASTICIDAD:

LL =
LP =
IP =

CLASIFICACION

- **SUCS : SM**
Nombre Típico = Arena limosa
0

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNICA

ENSAYO DE CLASIFICACION

PROYECTO : Nuevo campus PUCE
LOCALZ. : Nayón
MUESTRA : Tomada por personal de Laboratorio
RECEPCION # : S - 781
NORMA : ASTM D 2487 - 00

SOLICITA :
PERFORACION # : P1
PROFUNDIDAD : 3,00 - 3,50 m
FECHA : 01/04/2009

ENSAYOS DE CLASIFICACION

1.- CONTENIDO DE HUMEDAD

W HUM.	W SECO	W CAPS	w %	
71,79	61,60	18,14	23,45	
71,04	60,28	18,71	25,88	Valor promedio: 24,67

2.- GRANULOMETRIA

DATOS: W HUM. = 124,57 W SECO = 99,92

TAMIZ	W RET.	% RETENIDO	% PASA
1/2"	0,00	0,00	100,00
3/8"	0,00	0,00	100,00
No. 4	0,00	0,00	100,00
No. 10	0,00	0,00	100,00
No. 40	13,78	13,79	86,21
No.200	40,12	40,15	59,85

3.- LIMITE LIQUIDO

GOLPES	W HUM.	W SECO	W CAPS	w %
15	24,76	20,38	6,38	31,29
26	29,61	25,16	10,45	30,25
37	22,17	18,74	6,78	28,68

LIMITE LIQUIDO = 30,00

4.- LIMITE PLASTICO

W HUM.	W SECO	W CAPS	%W
12,58	11,24	5,53	23,47
12,19	10,94	5,59	23,36
VALOR PROMEDIO:			23,42

5.- RESUMEN DE RESULTADOS Y CLASIFICACION

GRANULOMETRIA:

GRAVA 0 %
ARENA 40 %
FINOS 60 %

PLASTICIDAD:

LL =
LP =
IP =

CLASIFICACION

SUCS : **ML**
Nombre Típico = Limo de
baja plasticidad



Informe de suelos

Anteproyecto

Nuevo Campus PUCE

Nayón

DE : Ing. Franco Rojas R.

PARA : Arq. Fernando Calle

ASUNTO: Estudio de Mecánica de Suelos para la pre determinación de la capacidad portante del suelo de fundación para la cimentación las futuras edificaciones a realizar en el nuevo Campus de la PUCE ubicado en Nayón.

FECHA : Marzo del 2009

INDICE

- 1 INTRODUCCIÓN**
- 2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DE LA ZONA**
- 3 CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DE LA ZONA**
- 4 TRABAJOS DE RECONOCIMIENTO**
- 5 PERFILES Y CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS**
- 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA LA CIMENTACIÓN**

1. INTRODUCCIÓN

En el terreno de propiedad de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, ubicado en el sector de Nayón, ciudad de Quito, se proyecta la construcción de un conjunto de edificaciones, constituidos por cuatro pisos y un subsuelo, cuya estructura será hormigón armado. Las estructuras han sido planificadas para mantener la topografía actual del terreno, y no se prevén movimientos de tierra mayores.

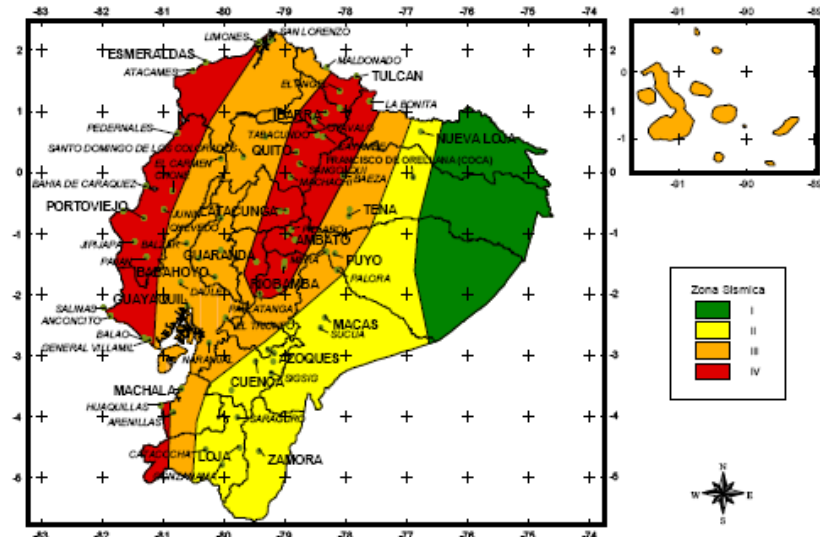
El alcance del estudio, acorde con lo solicitado por el Arq. Fernando Valencia, representante técnico del departamento de construcciones de la PUCE, está limitado a determinar la capacidad portante referencial y estratigrafía del suelo en los sitios indicados por el mencionado técnico.

2. CARACTERÍSTICAS REFERENCIALES GEOLÓGICAS DE LA ZONA

La zona en la cual se halla ubicada la edificación, corresponde a una conformación típica de la serranía, conformada por depósitos Vulcano sedimentarios compuestos básicamente de limos arenosos de baja plasticidad y rocas extrusivas.

3. CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DE LA ZONA

La subducción de la placa de Nazca dentro de la placa Sudamericana es la causa principal de sismos en el Ecuador, adicionalmente se considera el sistema de fallas locales como causas de sismicidad en la zona. De acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción, el proyecto de construcción en estudio se encuentra ubicado en la **Zona Sísmica IV**, que nos da un valor del factor **$Z=0.40$** .



El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

4. TRABAJOS DE RECONOCIMIENTO

TRABAJOS DE CAMPO

La ubicación de las perforaciones fue determinada en reunión realizada en el Laboratorio de Materiales de Construcción por el Arquitecto Fernando Valencia representante técnico del departamento de construcciones y el Ing. Franco Rojas como representante técnico del Laboratorio de Materiales de Construcción del la PUCE.

Los trabajos de campo para la investigación geotécnica consistieron en la realización de tres (3) sondeos de seis (6) m de profundidad, paralelamente al avance de perforaciones se realizó ensayos de penetración estándar (SPT) cada metro, según la norma ASTM D-1586.

La Normativa ASTM D 1586 describe el ensayo de penetración estándar (SPT). Este procedimiento fue acogido y es por hoy el procedimiento más utilizado para definir las características de los terrenos sin cohesión. De forma general el ensayo consiste en ejecutar una perforación hasta la cota deseada y en el fondo de la misma, se introduce un toma-muestras estándar. Posteriormente se introduce el toma-muestras una profundidad de 45 cm en tramos de 15 cm mediante la energía proporcionada por la caída de una maza de 63.5 Kg, desde una altura de 76 cm. La norma ASTM D 1586 indica que la prueba puede darse por finalizada si se aplican 50 o más golpes para un tramo de 15 cm.

Todas las muestras obtenidas durante el sondeo, fueron identificadas y clasificadas IN SITU por el técnico de campo, usando el método de Clasificación Manual Visual ASTM D – 2488

Equipo utilizado

Para la realización de las perforaciones, se utilizó un equipo de manual de perforación, compuesto por trípode y motor a gasolina, adicionalmente se utilizó tubería para alcanzar la profundidad requerida.

Para la ejecución del ensayo de penetración estándar, se utilizó un toma-muestras (cuchara partida normalizada), martillo tipo donut el cual proporciona N_{40} . El número de golpes (N_{40}) representa la entrega del 40% de la energía teórica entregada por el equipo.

TRABAJOS DE LABORATORIO

Para complementar la información obtenida en campo, se realizaron ensayos de laboratorio con muestras alteradas, representativas de cada sondeo.

Los ensayos realizados son:

- | | |
|--------------------------------|-----------------|
| ▪ Contenido de humedad | ASTM D-2216 |
| ▪ Análisis granulométrico | ASTM D-422 |
| ▪ Límites Líquido y Plástico | ASTM D-4318 |
| ▪ Ensayo de clasificación SUCS | ASTM D 2487 -00 |

En el Anexo respectivo, se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio.

Equipo utilizado

Para la realización de los ensayos de Laboratorio, se utilizó tamices normalizados ASTM marca Humbolt, copas de Casa grande marca Humbolt, balanzas con apreciación de 0.01gr marca Ohaus, horno marca Humbolt, bomba de vacío marca Cenco Hyvac, placas de cristal y accesorios varios.

5. PERFILES Y CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO

De acuerdo a la disposición actual del terreno, se ha dividido los sondeos en 3 (tres) zonas, de acuerdo al siguiente cuadro:

Sondeo P-1 (Zona A)

El sondeo P-1 se la realizó en el nivel del suelo natural ubicado a una cota de referencia proporcionada de 101.00 m, hasta -93.50 m medidos desde la cota de referencia proporcionada. Desde el inicio de la perforación hasta la cota 99.00 m se encontró un solo estrato de arena limosa no plástica color café oscuro y negro de alta humedad, material clasificado como **SM** (clasificación SUCS), de compacidad muy

suelta con un número de golpes SPT de 2 y 4. El tamaño de las partículas es variable e inferior a $\varnothing = 0.50$ cm.

A partir de la cota 99.00 m medida desde el nivel de referencia proporcionado hasta la cota 98.00 m, se detectó una estrato de limo arenoso de baja plasticidad color café oscuro y negro de alta humedad, material clasificado como **ML** (clasificación SUCS), muy consistente con un número de golpes SPT de 17. El tamaño de las partículas es variable e inferior a $\varnothing = 0.50$ cm.

A partir de la cota 98.00 m medida desde el nivel de referencia proporcionado hasta la cota 93.50 m, se detectó un estrato de limo arenoso de baja plasticidad color café oscuro de alta humedad, material clasificado como ML (clasificación SUCS), de consistencia dura con un número de golpes SPT mayor a 60. El tamaño de las partículas es variable e inferior a $\varnothing = 0.50$ cm.

Esta información se puede analizar en el anexo correspondiente a Registros de Perforación.

Sondeo P-2 (Zona B)

El sondeo P-2 se la realizó en el nivel del suelo natural ubicado a una cota de referencia proporcionada de 100.00 m, hasta 92.50 m medidos desde la cota de referencia proporcionada. Desde el inicio de la perforación hasta la cota 99.00 m se encontró un solo estrato de arena limosa, no plástica, color café oscuro y negro de alta humedad, material clasificado como **SM** (clasificación SUCS), de compacidad suelta con número de golpes SPT de 5. El tamaño de las partículas es variable e inferior a $\varnothing = 0.50$ cm.

A partir de la cota 99.00 m medida desde el nivel de referencia proporcionado hasta la cota 98.00 m, se detectó una estrato de arena limosa, no plástica, color café oscuro y negro de alta humedad, material clasificado como **SM** (clasificación SUCS), de compacidad media con un número de golpes SPT de 22. El tamaño de las partículas es variable e inferior a $\varnothing = 0.50$ cm.

A partir de la cota 98.00 m medida desde el nivel de referencia proporcionado hasta la cota 92.50 m, se detectó un estrato de limos arena limosa no plástica, color café oscuro, material clasificado como SM (clasificación SUCS), de compacidad muy densa, con un número de golpes SPT mayor a 60. El tamaño de las partículas es variable e inferior a $\emptyset = 0.50$ cm.

Esta información se puede analizar en el anexo correspondiente a Registros de Perforación.

Sondeo P-3 (Zona C)

El sondeo P-3 se la realizó en el nivel del suelo natural ubicado a una cota de referencia proporcionada de 100.00 m, hasta 92.50 m medidos desde la cota de referencia proporcionada. Desde el inicio de la perforación hasta la cota 99.00 m se encontró un solo estrato de arena limosa, no plástica, color café oscuro y negro de alta humedad, material clasificado como **SM** (clasificación SUCS), de compacidad suelta con número de golpes SPT de 4. El tamaño de las partículas es variable e inferior a $\emptyset = 0.50$ cm.

A partir de la cota 99.00 m medida desde el nivel de referencia proporcionado hasta la cota 98.00 m, se detectó una estrato de arena limosa, no plástica, color café oscuro y negro de alta humedad, material clasificado como **SM** (clasificación SUCS), de compacidad media con un número de golpes SPT de 23. El tamaño de las partículas es variable e inferior a $\emptyset = 0.50$ cm.

A partir de la cota 98.00 m medida desde el nivel de referencia proporcionado hasta la cota 92.50 m, se detectó un estrato de arena limosa no plástica, color café oscuro, material clasificado como SM (clasificación SUCS), de compacidad muy densa, con un número de golpes SPT mayor a 60. El tamaño de las partículas es variable e inferior a $\emptyset = 0.50$ cm.

Esta información se puede analizar en el anexo correspondiente a Registros de Perforación.

CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga admisible del suelo de fundación ha sido evaluada considerando que éste puede fallar por compresión (asentamiento), tomando como referencia una cimentación de ancho finito ($B=1.50$ m).

Las siguientes expresiones semiempíricas propuestas por Meyerhoff y Teng han sido utilizadas para los cálculos respectivos por compresión:

Según Teng : $q_{adm} = 3.52 (N-3) \cdot (B + .305)^2 / (2 \cdot B)^2$

Según Meyerhoff : $q_{adm} = N_{kd} / 0.8$ si $B < 1.2$ m

$q_{adm} = N_{kd} / 1.2 \cdot (B + .305)^2 / B^2$ si $B \geq 1.2$ m

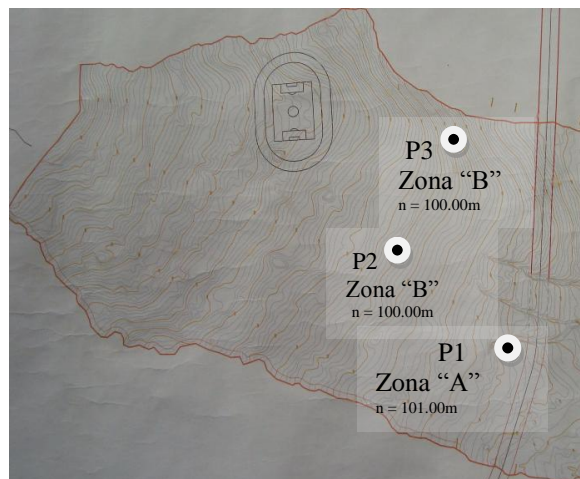
$k_d = 1 + 0.2 D_f / B \leq 1.2$

Los resultados del análisis de capacidad de carga constan en la memoria de cálculo de los anexos.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA LA CIMENTACIÓN

6.1.- Conclusiones

1. Se realizaron 3 perforaciones de 7.00m, ubicadas en los sitios referenciados por el Arq. Fernando Valencia en su calidad de representante del departamento de Construcciones de la PUCE. Los sondeos fueron realizados a nivel actual del terreno natural, los cuales a su vez fueron referenciados a un nivel base proporcionado. Dividiendo el lote en tres zonas representativas definidas como "A", "B" y "C", como se indica en la figura siguiente:



2. En términos generales en la zona "A" se encuentra conformada por un estrato de suelos finos no plásticos y ligeramente plásticos clasificados de acuerdo con el sistema SUCS como SM y ML. Para mayor detalle del tipo de suelo encontrado referirse a la sección 5 de este informe.

En la zona denominada como "B", se encuentra conformado por un estrato de suelos no plásticos clasificados de acuerdo con el sistema SUCS como SM.

La zona denominada "C" se encuentra conformada por un estrato de suelos no plásticos clasificados de acuerdo con el sistema SUCS como tipo SM. Para mayor detalle del tipo de suelo encontrado referirse a la sección 5 de este informe.

3. Con el fin de contar con una capacidad de carga de pre diseño se presenta el siguiente cuadro de capacidad de carga del suelo por asentamiento en función del ensayo SPT:

Zona	Capacidad de Carga (t/m²)						
	1.00 (m)	2.00 (m)	3.00(m)	4.00(m)	5.00(m)	6.00(m)	7.00(m)
Zona A	0	2.00	15	50	50	50	50
Zona B	2	23	45	50	50	50	50
Zona C	2	23	50	50	50	50	50

4. En términos generales, se puede establecer que para una edificación de cuatro pisos y un subsuelo, la capacidad admisible del suelo en las zonas estudiadas será de 50 t/m² para zapatas aisladas de ancho 1.50 m, cimentadas a una profundidad de 4.00m medidos desde el nivel actual de referencia.

6.2.- Recomendaciones

El informe presentado, ha sido elaborado en base al estudio de campo y los ensayos de laboratorio y los resultados expuestos son los necesarios para que el ingeniero estructural continúe con los diseños, así mismo los resultados de este estudio deberán ser ratificados o rectificadas en la obra durante el proceso de construcción, verificando la capacidad portante en cada una de las estructuras a construir.



En caso de tener alguna inquietud respecto al presente informe, no dude en contactarnos que estaremos gustosos de atenderle.

Atentamente,

Ing. Franco Rojas R
Responsable del Área de Mecánica de Suelos
Laboratorio de Materiales
PUCE

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNICA

ENSAYO DE CLASIFICACION

PROYECTO : Nuevo campus PUCE
LOCALZ. : Nayón
MUESTRA : Tomada por personal de Laboratorio
RECEPCION # : S - 781
NORMA : ASTM D 2487 - 00

SOLICITA :
PERFORACION # : P1
PROFUNDIDAD : 6,00 - 6,50 m
FECHA : 01/04/2009

ENSAYOS DE CLASIFICACION

1.- CONTENIDO DE HUMEDAD

W HUM.	W SECO	W CAPS	w %	
78,79	66,97	18,35	24,31	
76,22	64,85	18,34	24,45	Valor promedio: 24,38

2.- GRANULOMETRIA

DATOS: W HUM. = 104,41 W SECO = 83,95

TAMIZ	W RET.	% RETENIDO	% PASA
1/2"	0,00	0,00	100,00
3/8"	0,00	0,00	100,00
No. 4	0,00	0,00	100,00
No. 10	0,00	0,00	100,00
No. 40	5,95	7,09	92,91
No.200	25,29	30,13	69,87

3.- LIMITE LIQUIDO

GOLPES	W HUM.	W SECO	W CAPS	w %
14	19,55	15,83	4,25	32,12
26	18,68	15,24	4,32	31,50
35	19,46	16,47	6,68	30,54

LIMITE LIQUIDO = 31,28

4.- LIMITE PLASTICO

W HUM.	W SECO	W CAPS	%W
10,86	9,72	5,60	27,67
10,58	9,51	5,61	27,44
VALOR PROMEDIO:			27,55

5.- RESUMEN DE RESULTADOS Y CLASIFICACION

GRANULOMETRIA:

GRAVA 0 %
 ARENA 30 %
 FINOS 70 %

PLASTICIDAD:

LL =
 LP =
 IP =

CLASIFICACION

SUCS : **ML**
 Nombre Típico = Limo de
 baja plasticidad

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNICA

ENSAYO DE CLASIFICACION

PROYECTO : Nuevo campus PUCE

LOCALZ. : Nayón

MUESTRA : Tomada por personal de Laboratorio

RECEPCION # : S - 1249

NORMA : ASTM D 2487 - 00

SOLICITA : Arq. Fernando Calle

PERFORACION # : P2

PROFUNDIDAD : 1,00 - 1,50 m

FECHA : 01/04/2009

ENSAYOS DE CLASIFICACION

1.- CONTENIDO DE HUMEDAD

W HUM.	W SECO	W CAPS	w %	
77,89	67,10	18,85	22,36	
78,01	67,14	18,44	22,32	Valor promedio: 22,34

2.- GRANULOMETRIA

DATOS: W HUM. = 132,33 W SECO = 108,16

TAMIZ	W RET.	% RETENIDO	% PASA
1/2"	0,00	0,00	100,00
3/8"	0,00	0,00	100,00
No. 4	0,00	0,00	100,00
No. 10	7,92	7,32	92,68
No. 40	27,15	25,10	74,90
No.200	66,42	61,41	38,59

3.- LIMITE LIQUIDO

MATERIAL NO PLÁSTICO

4.- LIMITE PLASTICO

MATERIAL NO PLÁSTICO

5.- RESUMEN DE RESULTADOS Y CLASIFICACION

GRANULOMETRIA:

GRAVA 0 %
ARENA 61 %
FINOS 39 %

PLASTICIDAD:

LL =
LP =
IP =

CLASIFICACION

- **SUCS : SM**
Nombre Típico = Arena limosa
0

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNICA

ENSAYO DE CLASIFICACION

PROYECTO : Nuevo campus PUCE

LOCALZ. : Nayón

MUESTRA : Tomada por personal de Laboratorio

RECEPCION # : S - 1249

NORMA : ASTM D 2487 - 00

SOLICITA : Arq. Fernando Calle

PERFORACION # : P2

PROFUNDIDAD : 4,00 - 4,50 m

FECHA : 01/04/2009

ENSAYOS DE CLASIFICACION

1.- CONTENIDO DE HUMEDAD

W HUM.	W SECO	W CAPS	w %	
70,82	61,35	19,95	22,87	
69,90	61,01	18,65	20,99	Valor promedio: 21,93

2.- GRANULOMETRIA

DATOS: W HUM. = 119,08 W SECO = 97,66

TAMIZ	W RET.	% RETENIDO	% PASA
1/2"	0,00	0,00	100,00
3/8"	0,00	0,00	100,00
No. 4	0,00	0,00	100,00
No. 10	0,00	0,00	100,00
No. 40	4,70	4,81	95,19
No.200	55,23	56,55	43,45

3.- LIMITE LIQUIDO

MATERIAL NO PLÁSTICO

4.- LIMITE PLASTICO

MATERIAL NO PLÁSTICO

5.- RESUMEN DE RESULTADOS Y CLASIFICACION

GRANULOMETRIA:

GRAVA 0 %
ARENA 57 %
FINOS 43 %

PLASTICIDAD:

LL =
LP =
IP =

CLASIFICACION

NP **SUCS : SM**
NP Nombre Típico = Arena limosa
NP

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNICA

ENSAYO DE CLASIFICACION

PROYECTO : Nuevo campus PUCE

LOCALZ. : Nayón

MUESTRA : Tomada por personal de Laboratorio

RECEPCION # : S - 1249

NORMA : ASTM D 2487 - 00

SOLICITA : Arq. Fernando Calle

PERFORACION # : P2

PROFUNDIDAD : 5,00 - 5,50 m

FECHA : 01/04/2009

ENSAYOS DE CLASIFICACION

1.- CONTENIDO DE HUMEDAD

W HUM.	W SECO	W CAPS	w %		
67,02	50,04	17,93	52,87		
65,23	51,71	18,37	40,55	Valor promedio:	46,71

2.- GRANULOMETRIA

DATOS: W HUM. = 106,23 W SECO = 72,41

TAMIZ	W RET.	% RETENIDO	% PASA
1/2"	0,00	0,00	100,00
3/8"	0,00	0,00	100,00
No. 4	0,00	0,00	100,00
No. 10	13,21	18,24	81,76
No. 40	28,18	38,92	61,08
No.200	53,16	73,42	26,58

3.- LIMITE LIQUIDO

MATERIAL NO PLÁSTICO

4.- LIMITE PLASTICO

MATERIAL NO PLÁSTICO

5.- RESUMEN DE RESULTADOS Y CLASIFICACION

GRANULOMETRIA:

GRAVA 0 %
ARENA 73 %
FINOS 27 %

PLASTICIDAD:

LL =
LP =
IP =

CLASIFICACION

NP **SUCS : SM**
NP Nombre Típico = Arena limosa
NP

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNICA

ENSAYO DE CLASIFICACION

PROYECTO : Nuevo campus PUCE

LOCALZ. : Nayón

MUESTRA : Tomada por personal de Laboratorio

RECEPCION # : S - 1249

NORMA : ASTM D 2487 - 00

SOLICITA : Arq. Fernando Calle

PERFORACION # : P3

PROFUNDIDAD : 2,00 - 2,50 m

FECHA : 01/04/2009

ENSAYOS DE CLASIFICACION

1.- CONTENIDO DE HUMEDAD

W HUM.	W SECO	W CAPS	w %		
63,40	57,71	18,29	14,43		
63,02	57,38	17,73	14,22	Valor promedio:	14,33

2.- GRANULOMETRIA

DATOS: W HUM. = 113,52 W SECO = 99,29

TAMIZ	W RET.	% RETENIDO	% PASA
1/2"	0,00	0,00	100,00
3/8"	0,00	0,00	100,00
No. 4	0,00	0,00	100,00
No. 10	9,10	9,16	90,84
No. 40	28,09	28,29	71,71
No.200	59,13	59,55	40,45

3.- LIMITE LIQUIDO

MATERIAL NO PLÁSTICO

4.- LIMITE PLASTICO

MATERIAL NO PLÁSTICO

5.- RESUMEN DE RESULTADOS Y CLASIFICACION

GRANULOMETRIA:

GRAVA 0 %
ARENA 60 %
FINOS 40 %

PLASTICIDAD:

LL =
LP =
IP =

CLASIFICACION

NP **SUCS : SM**
NP Nombre Típico = Arena limosa
NP

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNICA

ENSAYO DE CLASIFICACION

PROYECTO : Nuevo campus PUCE

LOCALZ. : Nayón

MUESTRA : Tomada por personal de Laboratorio

RECEPCION # : S - 1249

NORMA : ASTM D 2487 - 00

SOLICITA : Arq. Fernando Calle

PERFORACION # : P3

PROFUNDIDAD : 3,00 - 3,50 m

FECHA : 01/04/2009

ENSAYOS DE CLASIFICACION

1.- CONTENIDO DE HUMEDAD

W HUM.	W SECO	W CAPS	w %		
57,74	52,79	18,35	14,37		
54,49	49,90	17,48	14,16	Valor promedio:	14,27

2.- GRANULOMETRIA

DATOS: W HUM. = 109,16 W SECO = 95,53

TAMIZ	W RET.	% RETENIDO	% PASA
1/2"	0,00	0,00	100,00
3/8"	0,00	0,00	100,00
No. 4	0,00	0,00	100,00
No. 10	6,14	6,43	93,57
No. 40	26,17	27,39	72,61
No.200	56,16	58,79	41,21

3.- LIMITE LIQUIDO

MATERIAL NO PLÁSTICO

4.- LIMITE PLASTICO

MATERIAL NO PLÁSTICO

5.- RESUMEN DE RESULTADOS Y CLASIFICACION

GRANULOMETRIA:

GRAVA 0 %
ARENA 59 %
FINOS 41 %

PLASTICIDAD:

LL =
LP =
IP =

CLASIFICACION

NP **SUCS : SM**
NP Nombre Típico = Arena limosa
NP

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNICA

ENSAYO DE CLASIFICACION

PROYECTO : Nuevo campus PUCE

LOCALZ. : Nayón

MUESTRA : Tomada por personal de Laboratorio

RECEPCION # : S - 1249

NORMA : ASTM D 2487 - 00

SOLICITA : Arq. Fernando Calle

PERFORACION # : P3

PROFUNDIDAD : 6,00 - 6,50 m

FECHA : 01/04/2009

ENSAYOS DE CLASIFICACION

1.- CONTENIDO DE HUMEDAD

W HUM.	W SECO	W CAPS	w %	
69,95	60,21	18,73	23,48	
68,07	58,58	18,70	23,80	Valor promedio: 23,64

2.- GRANULOMETRIA

DATOS: W HUM. = 108,75 W SECO = 87,96

TAMIZ	W RET.	% RETENIDO	% PASA
1/2"	0,00	0,00	100,00
3/8"	0,00	0,00	100,00
No. 4	0,00	0,00	100,00
No. 10	7,17	8,15	91,85
No. 40	23,11	26,27	73,73
No.200	54,06	61,46	38,54

3.- LIMITE LIQUIDO

MATERIAL NO PLÁSTICO

4.- LIMITE PLASTICO

MATERIAL NO PLÁSTICO

5.- RESUMEN DE RESULTADOS Y CLASIFICACION

GRANULOMETRIA:


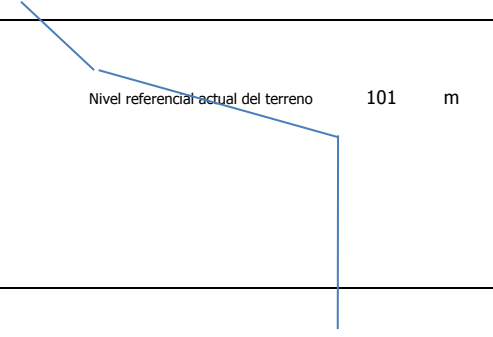
GRAVA 0 %
ARENA 61 %
FINOS 39 %

PLASTICIDAD:

LL =
LP =
IP =

CLASIFICACION

NP **SUCS : SM**
NP Nombre Típico = Arena limosa
NP

 REGISTRO DE PERFORACION Laboratorio de Mecánica Suelos PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR															Código: LS RC 001 Revisión: 01 Página: 1 de 3					
Localización: Campus PUCE Nayón Solicita: Arq. Fernando Calle Fecha: 2009/04/1															Sondeo: 1 Nivel Freático: no se detecta Profundidad total: 7.00 m					
Energía teórica de ensayo: 475 J Martillo utilizado: tipo donnut															Tubería Ø: 75 mm 45 % (energía entregada)					
Profundidad (m)	Cota	N golpes SPT (45)	Humedad	Límite líquido	Índice de plasticidad	% menor 4.75 mm	% menor 0.425 mm	% menor 0.075 mm	Clasificación SUCS	Estratigrafía	N corregido (45)						Descripción del suelo			
											10	20	30	#	50	R				
1,0	100	2	21	NP	NP	98	66	29	SM								De 0,00 a 1,00.- Arena limosa no plástica color café oscura			
2,0	99	4															De 1,00 a 2,00.- Arena limosa no plástica color café oscura no plástica			
3,0	98	17	25	30	7	100	86	60	ML								De 2,00 a 3,00.- Limo arenoso ligeramente plástico color café claro			
4,0	97	60															De 3,00 a 4,00.- Limo arenoso ligeramente plástico color café claro			
5,0	96	60															De 4,00 a 5,00.- Limo arenoso ligeramente plástico color café claro			
6,0	95	60	24	31	3	100	93	70	ML								De 5,00 a 6,00.- Limo arenoso ligeramente plástico color café claro			
7,0	94	60															De 6,00 a 7,00.- Limo arenoso ligeramente plástico color café claro			
 <p>Nivel referencial actual del terreno 101 m</p>																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 33%;"> Limo arenoso Limo plástico Arena </td> <td style="width: 33%;"> Arcilla Arcilla plástica Grava </td> <td style="width: 33%;"> Sedimento Arenisca </td> </tr> </table> <p style="text-align: center; color: blue;">nivel freático</p>																		Limo arenoso Limo plástico Arena	Arcilla Arcilla plástica Grava	Sedimento Arenisca
Limo arenoso Limo plástico Arena	Arcilla Arcilla plástica Grava	Sedimento Arenisca																		
Ing. Franco Rojas Responsable del área										Ing. Guillemro Realpe MSc. Director del Laboratorio										

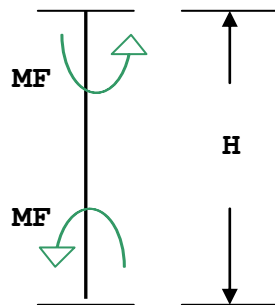
REGISTRO DE PERFORACION Laboratorio de Mecánica Suelos PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR															Código: LS RC 001 Revisión: 01 Página: 2 de 3					
Localización: Nayón Solicita: Arq. Fernando Calle Fecha: 2009/04/1															Sondeo: 2 Nivel Freático: no se detecta Profundidad total: 7.00 m					
Energía teórica de ensayo: 475 J Martillo utilizado: tipo donnut															Tubería Ø: 75 mm 45 % (energía entregada)					
Profundidad (m)	Cota	N golpes SPT (45)	Humedad	Límite líquido	Índice de plasticidad	% menor 4.75 mm	% menor 0.425 mm	% menor 0.075 mm	Clasificación SUCS	Estratigrafía	N corregido (45)						Descripción del suelo			
											10	20	30	#	50	R				
1,0	99	5	22	NP	NP	100	75	39	SM								De 0,00 a 1,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro			
2,0	98	22															De 1,00 a 2,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro			
3,0	97	51															De 2,00 a 3,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro			
4,0	96	60	22	NP	NP	100	95	43	SM								De 3,00 a 4,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro			
5,0	95	60	47	NP	NP	100	61	43	SM								De 4,00 a 5,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro			
6,0	94	60															De 5,00 a 6,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro			
7,0	93	60															De 6,00 a 7,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro			
<div style="position: absolute; top: 10px; right: 10px; text-align: right;"> Nivel referencial actual del terreno 100 m </div>																				
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 33%; border: 1px solid black; padding: 2px;"> Limo arenoso Limo plástico Arena </td> <td style="width: 33%; border: 1px solid black; padding: 2px;"> Arcilla Arcilla plástica Grava </td> <td style="width: 33%; border: 1px solid black; padding: 2px;"> Sedimento Arenisca </td> </tr> </table> <div style="text-align: center; margin-top: 10px;"> </div> <div style="text-align: center; margin-top: 10px;"> nivel freático </div>																		Limo arenoso Limo plástico Arena	Arcilla Arcilla plástica Grava	Sedimento Arenisca
Limo arenoso Limo plástico Arena	Arcilla Arcilla plástica Grava	Sedimento Arenisca																		
Ing. Franco Rojas Responsable del área										Ing. Guillemro Realpe MSc. Director del Laboratorio										

REGISTRO DE PERFORACION Laboratorio de Mecánica Suelos PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR															Código: LS RC 001 Revisión: 01 Página: 3 de 3																
Localización: Campus PUCE, Nayón Solicita: Arq. Fernando Calle Fecha: 2009/04/1															Sondeo: 3 Nivel Freático: no se detecta Profundidad total: 7.00 m																
Energía teórica de ensayo: 475 J Martillo utilizado: tipo donnut															Tubería Ø: 75 mm 45 % (energía entregada)																
Profundidad (m)	Cota	N golpes SPT (45)	Humedad	Límite líquido	Índice de plasticidad	% menor 4.75 mm	% menor 0.425 mm	% menor 0.075 mm	Clasificación SUCS	Estratigrafía	N corregido (45)						Descripción del suelo														
											10	20	30	#	50	R															
1,0	99	4															De 0,00 a 1,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro														
2,0	98	23	14	NP	NP	100	72	40	SM								De 1,00 a 2,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro														
3,0	97	60	14	NP	NP	100	73	41	SM								De 2,00 a 3,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro														
4,0	96	60															De 3,00 a 4,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro														
5,0	95	60															De 4,00 a 5,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro														
6,0	94	60	24	NP	NP	100	74	38	SM								De 5,00 a 6,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro														
7,0	93	60															De 6,00 a 7,00.- Arena limosa no plástica color café oscuro														
Nivel referencial actual del terreno 100 m																															
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 30%;"> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Limo arenoso</td><td></td></tr> <tr><td>Limo plástico</td><td></td></tr> <tr><td>Arena</td><td></td></tr> </table> </div> <div style="width: 30%;"> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Arcilla</td><td></td></tr> <tr><td>Arcilla plástica</td><td></td></tr> <tr><td>Grava</td><td></td></tr> </table> </div> <div style="width: 30%;"> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Sedimento Arenisca</td><td></td></tr> </table> </div> </div> <p style="text-align: center; color: blue;">nivel freático</p>																		Limo arenoso		Limo plástico		Arena		Arcilla		Arcilla plástica		Grava		Sedimento Arenisca	
Limo arenoso																															
Limo plástico																															
Arena																															
Arcilla																															
Arcilla plástica																															
Grava																															
Sedimento Arenisca																															
Ing. Franco Rojas Responsable del área										Ing. Guillemro Realpe MSc. Director del Laboratorio																					

ANEXO "C"

DEMOSTRACIÓN MATEMÁTICA DE ALGUNAS EXPRESIONES IMPORTANTES

EXPRESIÓN 3-27 :



Se sabe que :

$$V_{M\acute{A}X.} = \frac{2 * MF}{H} \quad 1)$$

(corte máximo para que se produzca rótula plástica)

MF : Momento de formación de la rótula Plástica.

$$V_{M\acute{A}X.} = V_C. \text{ (capacidad al corte en el hormigón)}$$

De acuerdo con **11.3.2.1** A.C.I 318S - 05 :

"Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión :

$$V_C = \left[0,5 * \sqrt{f'_c} + \frac{176 * \rho_w * V_u * d}{M_u} \right] * b_w * d \quad (11-5)$$

Pero adem s , de acuerdo con **11.3.2.2** :

"Para elementos sometidos a compresión axial se permite utilizar la ecuación (11-5) para calcular V_C con M_m sustituyendo a M_u y $(V_u * d / M_u)$ no limitada a 1, donde :

$$M_m = M_u - N_u * \left[\frac{4h - d}{8} \right] \quad (11 - 6)$$

Donde

Mu : Momento mayorado en la sección.

Nu : Carga axial mayorada normal a la sección transversal ,
que ocurre simultáneamente con Vu y debe tomarse como
positiva para compresión y negativa para tracción.

Entonces reemplazando (11-5) y (11-6) en 1) :

$$V_c = \left[0,5 \sqrt{f'_c} + \frac{176 \rho_w V_u d}{\mu - N_u \left[\frac{4h - d}{8} \right]} \right] b_w d = \frac{2 M_F}{H}$$

Desarrollando la expresión resultante :

$$\left[\frac{0,5 \sqrt{f'_c} \mu - 0,5 \sqrt{f'_c} N_u \left(\frac{4h - d}{8} \right) + 176 \rho_w V_u d}{\mu - N_u \left[\frac{4h - d}{8} \right]} \right] b_w d = \frac{2 M_F}{H}$$

Pero : $\mu = M_F$, entonces :

$$0,5 \sqrt{f'_c} M_F b_w d - 0,5 \sqrt{f'_c} N_u \left(\frac{4h - d}{8} \right) b_w d + 176 \rho_w V_u b_w d^2 =$$

$$\frac{2 M_F^2}{H} - \frac{2 M_F N_u}{H} \left[\frac{4h - d}{8} \right] \quad 2)$$

$$\text{Pero : } V_u = \frac{2*MF}{H} \rightarrow 2*MF = V_u * H \quad \mathbf{3)}$$

$$\rightarrow \mathbf{3)} \text{ en } \mathbf{2)} :$$

$$\frac{2*MF^2}{H} - \frac{2*MF*Nu}{H} \left[\frac{4h - d}{8} \right] - 0,5 \sqrt{f'_c} * MF * bw * d - \frac{176 * \rho_w * 2MF * bw * d^2}{H}$$

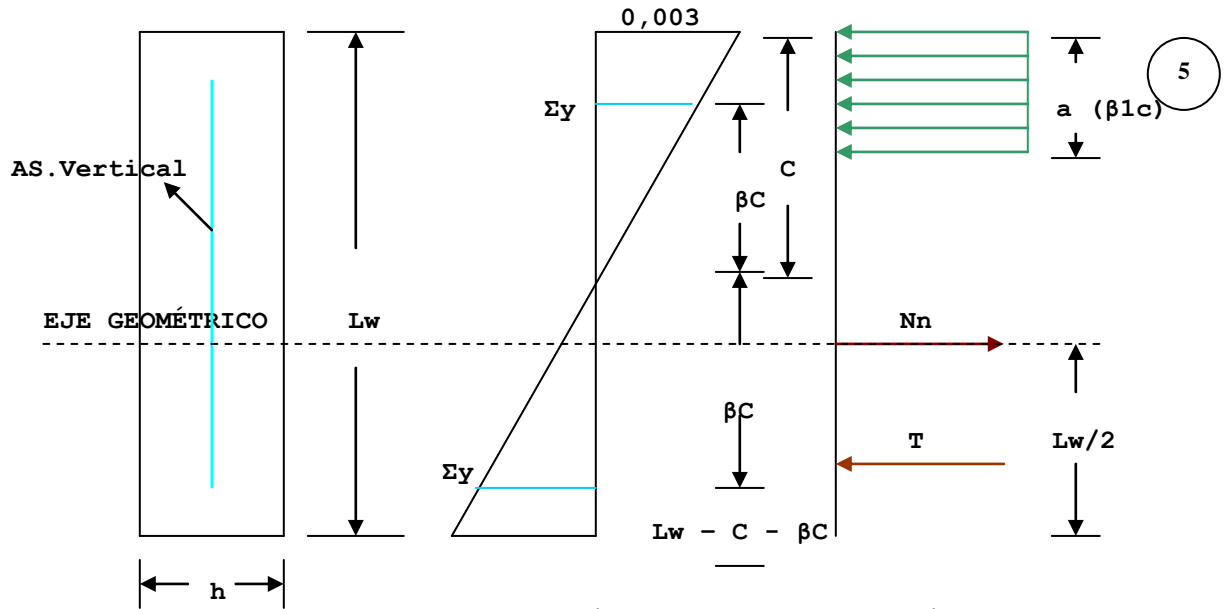
$$+ 0,5 * \sqrt{f'_c} * Nu * \left[\frac{4h - d}{8} \right] * bw * d = 0$$

Obteniendo finalmente :

$$\frac{2MF^2}{H} - \left[0,5 \sqrt{f'_c} bw * d + \frac{2Nu * (4h - d)}{8H} + \frac{176 * \rho_w * 2bw * d^2}{H} \right] MF$$

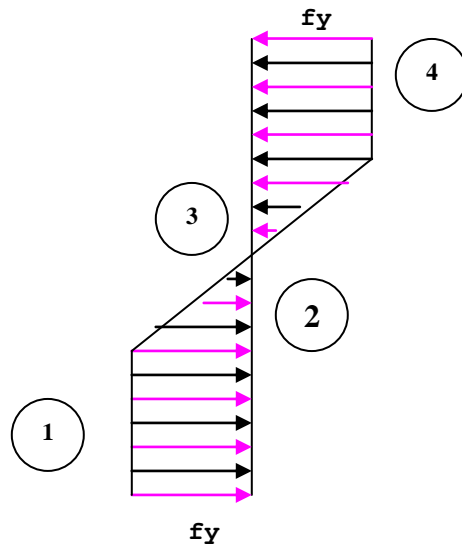
$$+ 0,5 * \sqrt{f'_c} * Nu * \left[\frac{4h - d}{8} \right] * bw * d = 0$$

EXPRESIÓN 3.30



DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL HORMIGÓN



DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL ACERO

Se asume que el acero es un material elastoplástico , es decir que tiene fluencia constante.

Entonces, : $C - T - N_n = 0$ (Condición fundamental de equilibrio)

Donde N_n :

$$\rightarrow N_n = \underbrace{0,85 \cdot f'_c \cdot h \cdot (\beta_1 \cdot C)}_{\mathbf{C}} + \underbrace{\rho V \cdot h \cdot (C - \beta C/2) \cdot f_y}_{\mathbf{T}} - \rho V \cdot h \cdot (L_w - C - \beta C/2) \cdot f_y$$

Donde : ρV : Cuantía del acero.

Además : $N_o = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_g + A_s \cdot f_y \approx L_w \cdot h \cdot f'_c$ (Capacidad a carga axial)

A_g : Área neta de hormigón , entonces, dividiendo ambos miembros de N_n para " N_o " se tiene :

$$\frac{N_n}{L_w \cdot h \cdot f'_c} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot h \cdot (\beta_1 \cdot C)}{L_w \cdot h \cdot f'_c} + \frac{\rho V \cdot h \cdot (C - \beta C/2) \cdot f_y}{L_w \cdot h \cdot f'_c} - \frac{\rho V \cdot h \cdot (L_w - C - \beta C/2) \cdot f_y}{L_w \cdot h \cdot f'_c}$$

$$\text{Asignando : } \alpha = \frac{N_n}{L_w \cdot h \cdot f'_c} ; \quad w = \frac{\rho V \cdot f_y}{f'_c} \rightarrow$$

$$\alpha = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot C}{L_w} + \frac{w \cdot (C - \beta C/2)}{L_w} - w + \frac{\rho V \cdot h \cdot (C - \beta C/2) \cdot f_y}{L_w \cdot h \cdot f'_c}$$

$$\alpha = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot C}{L_w} + \frac{wC}{L_w} - \frac{w \beta C/2}{L_w} + \frac{wC}{L_w} + \frac{w \beta C/2}{L_w} - \frac{w}{L_w}$$

$$\alpha = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot C}{L_w} + \frac{2 \cdot wC}{L_w} - w$$

$$(W + \alpha) = \frac{C}{L_w} \cdot (2w + 0,85 \cdot \beta_1) , \text{ de donde finalmente :}$$

$$\frac{C}{L_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0,85 \cdot \beta_1}$$

EXPRESIÓN 3.31

Sea :

Mn : Momento nominal de las fuerzas respecto al eje geométrico.

$$Mn = \frac{As \cdot fy}{Lw} \left[(Lw - C - \beta c) * \left[\frac{Lw/2 - (Lw - C - \beta c)}{2} \right] \right] \quad (1)$$

$$+ \frac{As \cdot fy * (\beta c/2) * (Lw - C - (2 \beta c/3) - (Lw/2))}{Lw} \quad (2)$$

$$+ \frac{As \cdot fy * (\beta c/2) * ((Lw/2) - (C - \beta c) - \beta c/3)}{Lw} \quad (3)$$

$$+ \frac{As \cdot fy * (C - \beta c) * ((Lw/2) - ((C - \beta c)/2))}{Lw} \quad (4)$$

$$+ 0,85 \cdot f'c \cdot h \cdot \beta 1 C * ((Lw/2) - (\beta 1 C/2)) \quad (5)$$

$$\text{Pero } Nn = \beta 1 C * 0,85 \cdot f'c \cdot h + (Ash/Lwh) \cdot fy * (C - \beta c/2 - (Lw - C - \beta c/2))$$

$$\rightarrow \beta 1 C * 0,85 \cdot f'c \cdot h = Nn + (As \cdot fy / Lw) * (Lw - 2C)$$

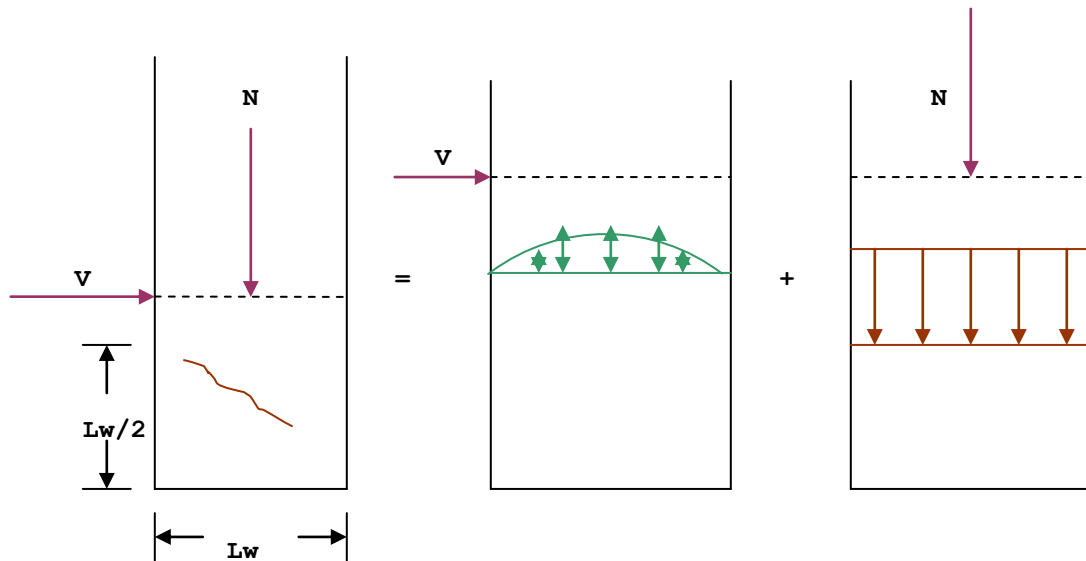
$$\rightarrow \left[\frac{Nn + As \cdot fy (Lw - 2C)}{Lw} \right] * \left[\frac{Lw}{2} - \frac{\beta 1 C}{2} \right] \quad (5)$$

$$\rightarrow Mn = As \cdot fy \cdot Lw \left[(1 + Nn / As \cdot fy) \left((1 - \beta 1 C / Lw) / 2 \right) - (C / Lw)^2 * (1 + (\beta c^2 / 3) - \beta 1) \right]$$

$$\text{Pero } (1 + (\beta c^2 / 3) - \beta 1) \approx 1 \quad (C / Lw)^2 \ll 1 ; (\beta 1 C / Lw) \approx (C / Lw) \rightarrow$$

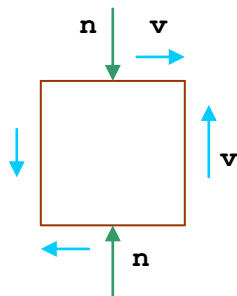
$$Mn = 0,5 \cdot As \cdot fy \cdot Lw * \left[1 + \frac{Nn}{As \cdot fy} \right] * \left[1 - \frac{C}{Lw} \right]$$

EXPRESIÓN 3.35



El esquema representa una falla por corte directo.

Si se toma un fragmento representativo del elemento sometido :



Sea f_{tp} : Esfuerzo de tensión principal.

Donde : $f_{tp} = -\frac{n}{2} + \sqrt{\left(\frac{n}{2}\right)^2 + v^2}$

$n = \frac{N}{Lw \cdot h}$ (Esfuerzo de compresión axial)

$n/2$: Esfuerzo de compresión axial máximo.

$v = V_{\text{máx.}} = \frac{3}{2} \left(\frac{V}{Lw \cdot h} \right)$

$f_{tp} \text{ Hormigón} = 2 \sqrt{f'_c} \geq 1,1 \sqrt{f'_c}$, entonces :

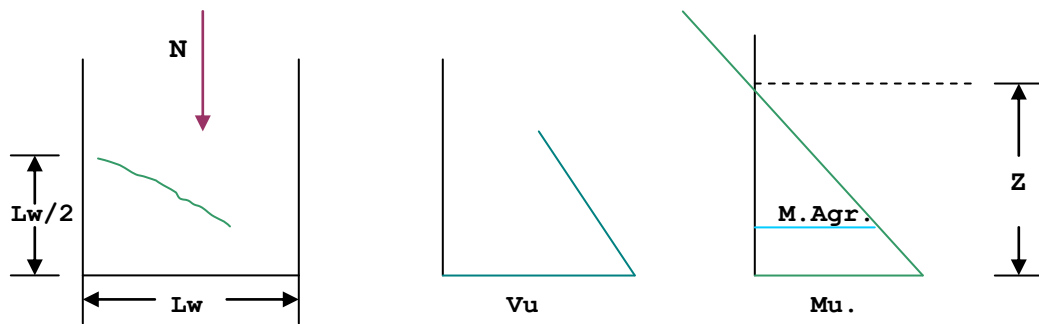
$$\left(1,1 \sqrt{f'_c} + \frac{N}{2 \cdot Lw \cdot h} \right)^2 = \left(\frac{N}{2 \cdot Lw \cdot h} \right)^2 + \left(\frac{3V}{2 \cdot Lw \cdot h} \right)^2$$

$$\frac{3V}{2 \cdot Lw \cdot h} = 1,1 \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{N}{1,1 \sqrt{f'_c} \cdot Lw \cdot h}}$$

$$\rightarrow V = (2/3) (Lw \cdot h) (1,1 \sqrt{f'c}) \sqrt{1 + \frac{N}{1,1 \sqrt{f'c} \cdot Lw \cdot h}}$$

$$\text{Finalmente : } Vc1 = 0,88 \sqrt{f'c} h \cdot d + \frac{Nu \cdot d}{4 \cdot Lw}$$

EXPRESIÓN 3.36



El esquema representa una falla cortante flexural

Donde M.Agr. : Momento de agrietamiento

$\rightarrow ft = Nu/A - MC/I$ (Esfuerzo de tensión que produce la grieta)

$$ft_{ADM.} \geq 1,6 \sqrt{f'c} = Nu/A - M.Agr \cdot C/I$$

$$1,6 \sqrt{f'c} = Nu/Lw \cdot h - \frac{M.Agr. \cdot (Lw/2)}{h \cdot (Lw)^{3/12}}$$

$$\text{Por lo tanto : } M.Agr. = \frac{h \cdot (Lw)^2}{6} \left[1,6 \sqrt{f'c} + \frac{Nu}{Lw \cdot h} \right]$$

Por semejanza de triángulos se tiene :

$$\frac{M.Agr.}{Z - (Lw/2)} = \frac{Mu}{Z}$$

$$\rightarrow M.Agr. = \mu / Z * (Z - (Lw/2))$$

$$M.Agr. = \nu * (Z - (Lw/2))$$

$$Vc = \frac{M.agr.}{(\mu/\nu) - (Lw/2)}$$

$$Vc = \frac{(h*Lw^2/6) * (1,6 * \sqrt{f'c} + (\nu/Lw*h))}{(\mu/\nu) - (Lw/2)}$$

Pero $d \approx 0,8*Lw$ ^ $Lw \approx 1,25*d$, entonces :

$$Vc = \frac{Lw * (0,33 * \sqrt{f'c} + 0,208 * (\nu/Lw*h) * hd)}{(\mu/\nu) - (Lw/2)}$$

De donde :

$$Vc = \left[0,16 * \sqrt{f'c} + \frac{Lw * (0,33 * \sqrt{f'c} + 0,208 * (\nu/Lw*h) * hd)}{(\mu/\nu) - (Lw/2)} \right]$$

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1.- Norris et al. "Structural Analysis, 4.- edition". New York. McGraw-Hill Book Company. 1994.
- 2.- Norris et al. "Design for Dynamic Loads". New York. McGraw-Hill Book Company. 1995.
- 3.- Frederick Merritt - Jonathan Ricketts. "Manual Integral para Diseño y Construcción" Tomos 1 y 2. 5.- edición. McGraw-Hill. 1997.
- 4.- Fernández Casado Carlos. "Estructuras de Edificios". 2.- Edición. Instituto Cubano del Libro. La Habana. 1975
- 5.- Nilson Arthur. "Diseño de estructuras de Concreto" 12.- edición . McGraw-Hill. 1999.
- 6.- ING. Torres Mora Patricio. "Deformaciones elásticas y Estructuras Hiperestáticas". PUCE. Quito - Ecuador. 1983
- 7.- Jara Carlos, Mancheno Sebastián. "Evaluación y Rehabilitación Sísmica de Edificios de Hormigón Armado". Tesis. PUCE. Facultad de Ingeniería Civil. Quito- Ecuador. Marzo 2009.
- 8.- Guerra Avendaño Marcelo. "Manual para el diseño Sismorresistente de Edificios utilizando el Programa ETABS". Quito - Ecuador. 2010.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 9.-** Hernández Eliud. "Análisis y Diseño Estructural utilizando el programa ETABS V9". CSI Latinoamérica (Morrison Engineers). 2008.
- 10.-** American Concrete Institute (ACI). "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y comentario". ACI 318S-05.2005
- 11.-** Código Ecuatoriano de la Construcción CEC 2000. Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- 12.-** Formulario del Ingeniero. Ediciones URMO. Sexta edición 1993.
- 13.-** Ing. Marcelo Romo Proaño. Temas de hormigón armado. Escuela Politécnica del Ejército. 2009.

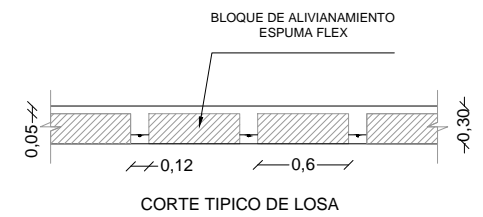
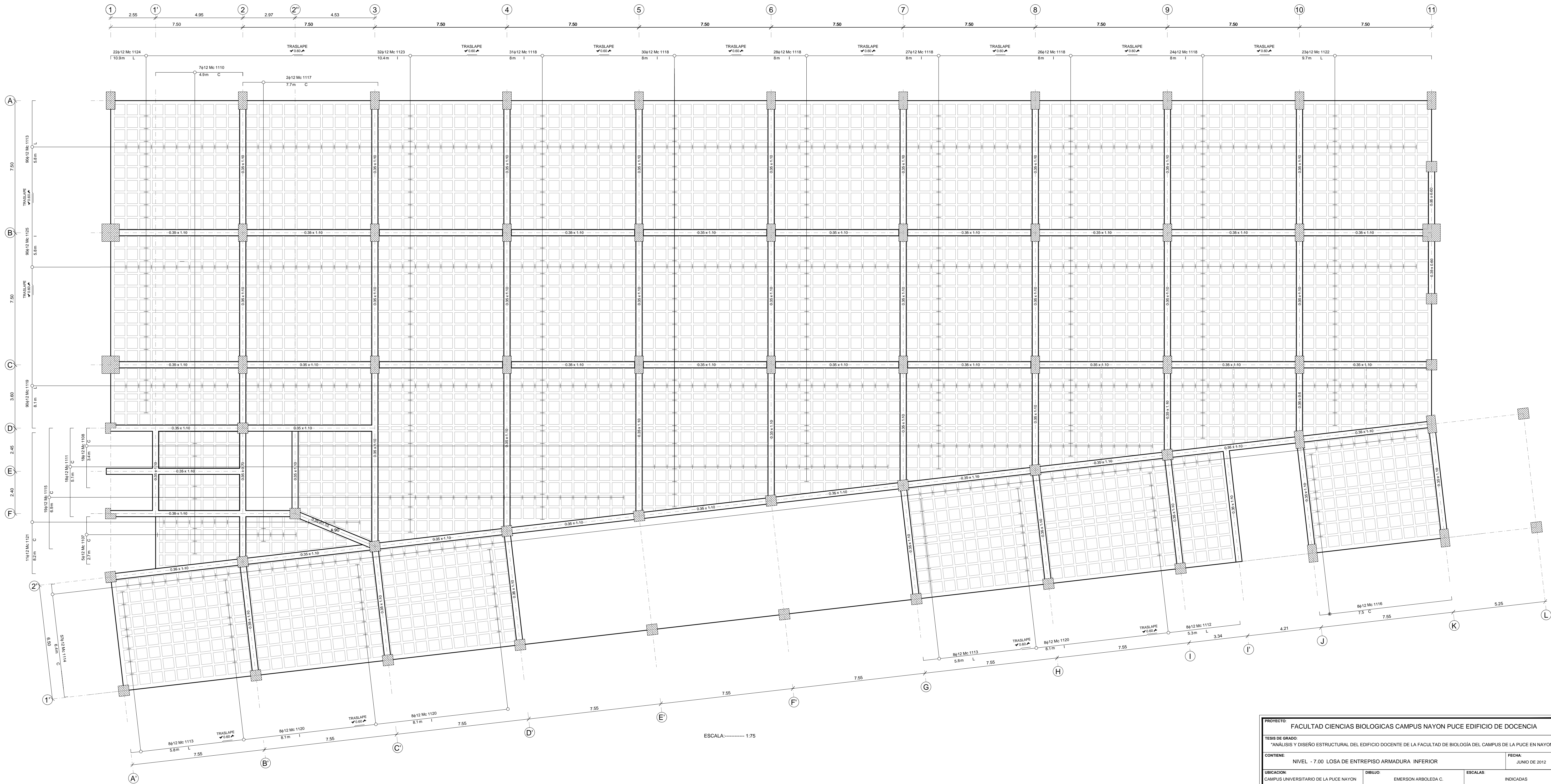
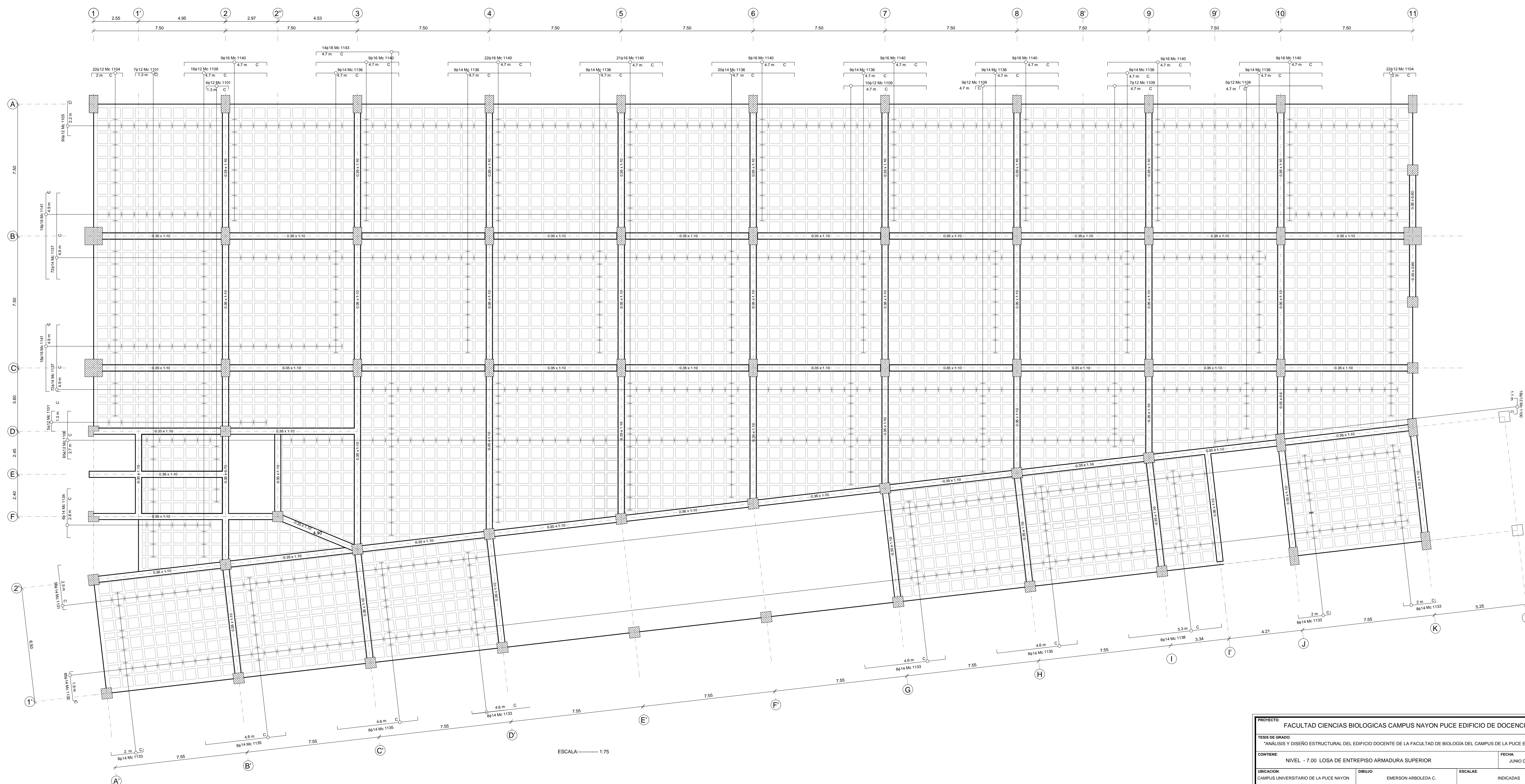


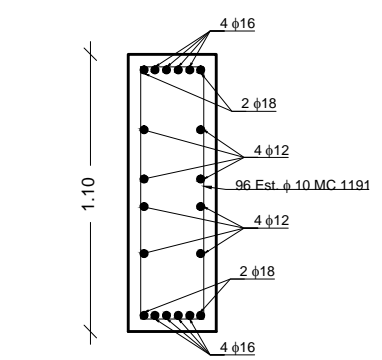
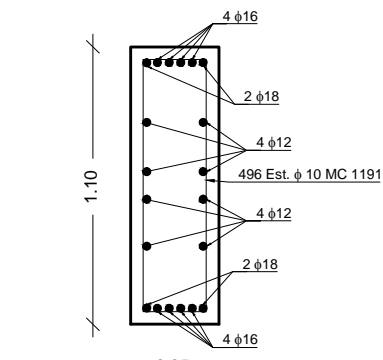
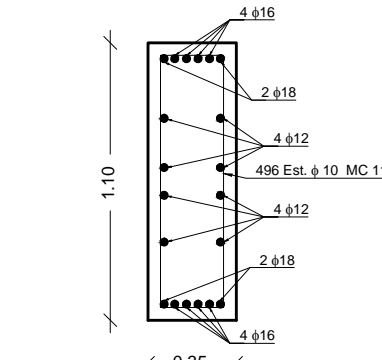
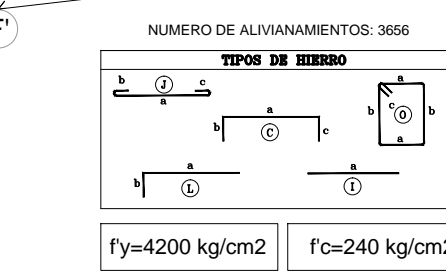
TABLA DE MEDIDAS									
LOSA NIVEL 7.00									
Mc	dim	Rev	s	s	#	Long. Cont.	Mc	Long. Total	
1100	10	C	1.1	0.20	0.20	1.70	5	8.50	
1100	12	C	1.3	0.20	0.20	1.70	16	27.20	
1100	12	C	2	0.20	0.20	2.40	45	108.00	
1100	12	C	2.2	0.20	0.20	2.40	66	158.40	
1100	12	C	2.7	0.20	0.20	3.10	16	49.60	
1100	12	C	2.7	0.20	0.20	3.10	4	12.40	
1100	12	C	6.2	0.20	0.20	5.10	18	91.80	
1100	12	C	6.2	0.20	0.20	5.10	44	224.40	
1100	12	C	6.2	0.20	0.20	5.10	7	35.70	
1110	12	C	5.1	0.20	0.20	5.10	18	91.80	
1110	12	L	5.2	0.20	0.20	5.20	8	41.60	
1110	12	L	5.8	0.20	0.20	6.00	18	108.00	
1110	12	C	6.2	0.20	0.20	6.00	18	108.00	
1110	12	C	6.0	0.20	0.20	7.30	18	131.40	
1110	12	C	7.0	0.20	0.20	7.30	8	58.40	
1110	12	C	7.7	0.20	0.20	8.10	7	56.70	
1110	12	L	8.1	0.20	0.20	8.10	166	1338.60	
1110	12	L	8.1	0.20	0.20	8.10	96	777.60	
1120	12	L	8.1	0.20	0.20	8.10	16	129.60	
1120	12	C	8.2	0.20	0.20	8.20	13	106.60	
1120	12	L	9.7	0.20	0.20	9.90	23	227.70	
1120	12	L	10.4	0.20	0.20	10.40	25	260.00	
1120	12	L	10.5	0.20	0.20	11.10	22	244.20	
1120	12	L	1.8	0.20	0.20	1.80	96	172.80	
								6381.50	
1130	14	C	2.5	0.20	0.20	2.50	45	112.50	
1130	14	C	1.9	0.20	0.20	2.10	19	39.90	
1130	14	C	2	0.20	0.20	2.40	24	57.60	
1130	14	C	2.8	0.20	0.20	3.20	6	19.20	
1130	14	C	4.8	0.20	0.20	5.00	16	80.00	
1130	14	C	4.7	0.20	0.20	5.10	12	61.20	
1130	14	C	4.9	0.20	0.20	5.10	144	734.40	
1130	14	C	5.1	0.20	0.20	5.10	8	40.80	
								2001.80	
1140	16	C	6.2	0.20	0.20	5.10	104	530.40	
1140	16	C	6.2	0.20	0.20	5.10	36	183.60	
								714.00	
1145	18	L	6.7	0.20	0.20	6.70	13	87.10	
								87.10	



PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"			
CONTIENE: NIVEL - 7.00 LOSA DE ENTREPISO ARMADURA INFERIOR		FECHA: JUNIO DE 2012	
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN	DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISIÓN Y APROBACIÓN: ING. LAURO LARA	CALCULO: PABLO ANDRÉS BORJA	LÁMINA:	A-3

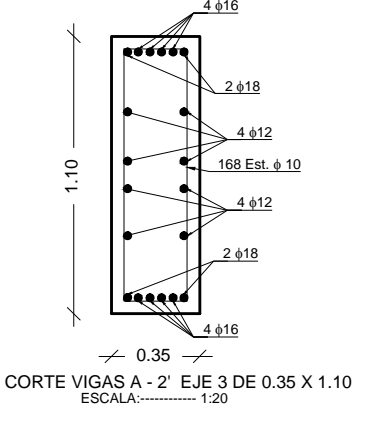
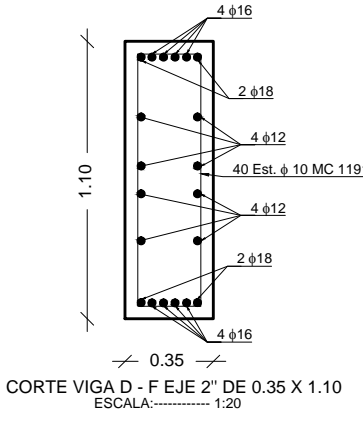
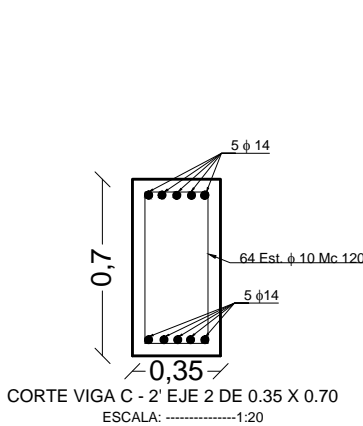
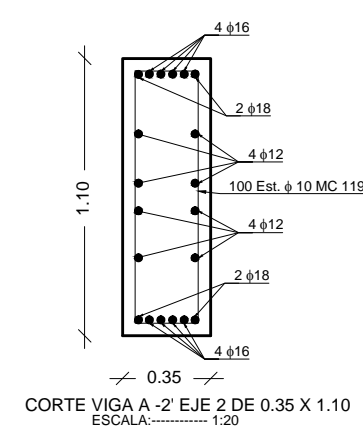
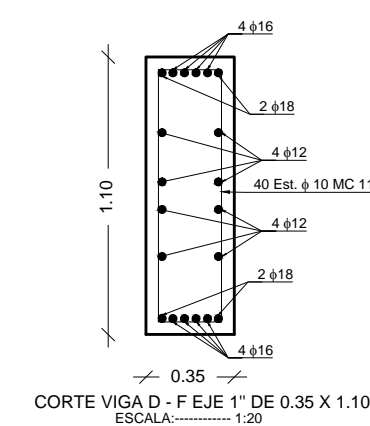
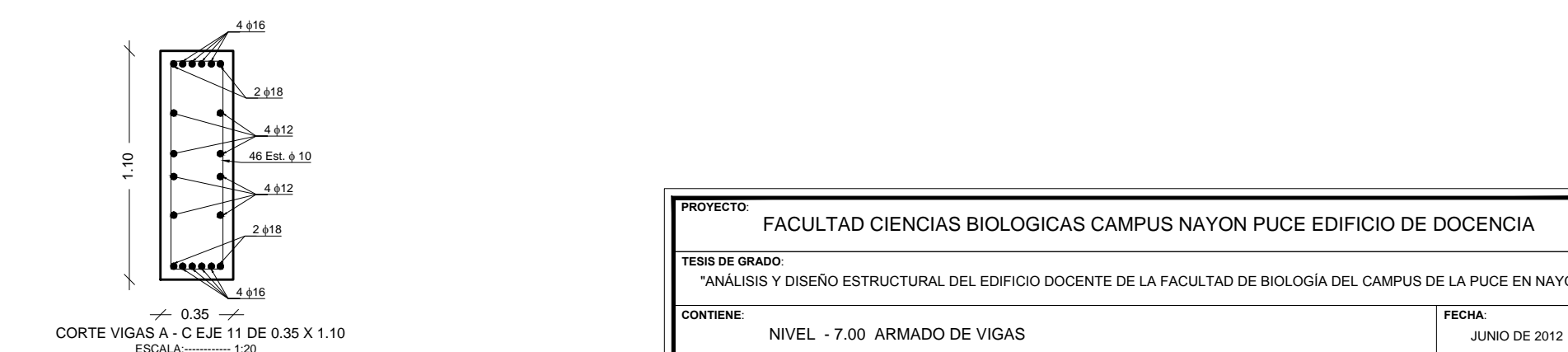
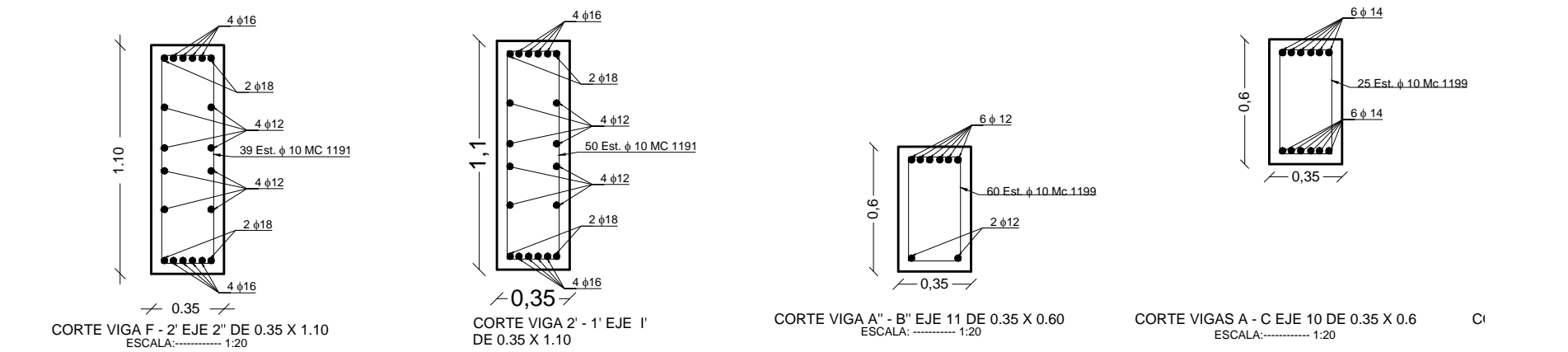
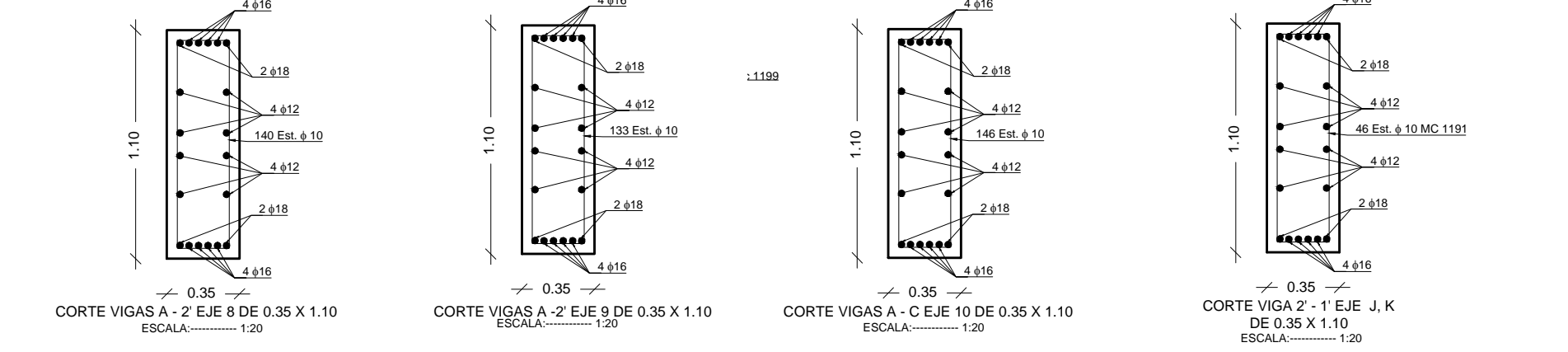
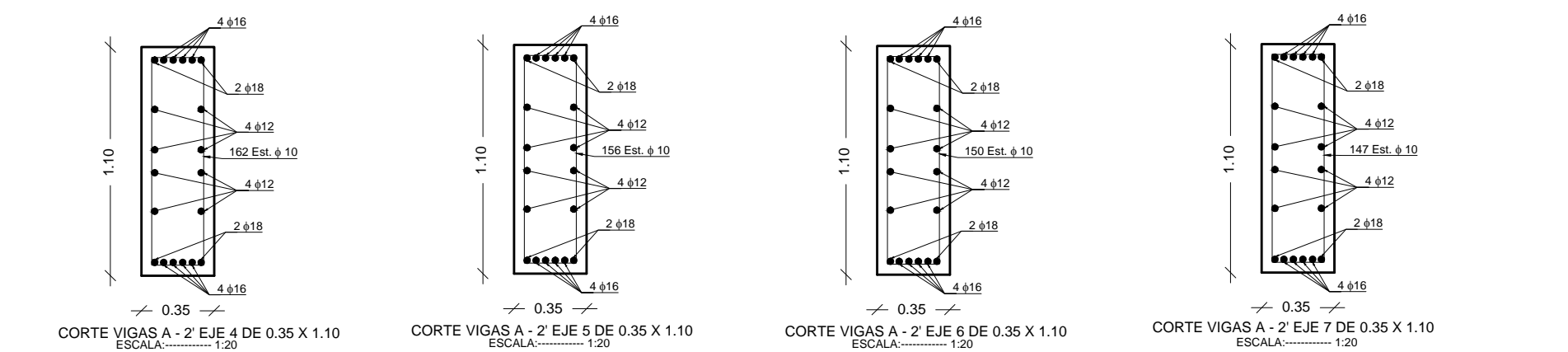
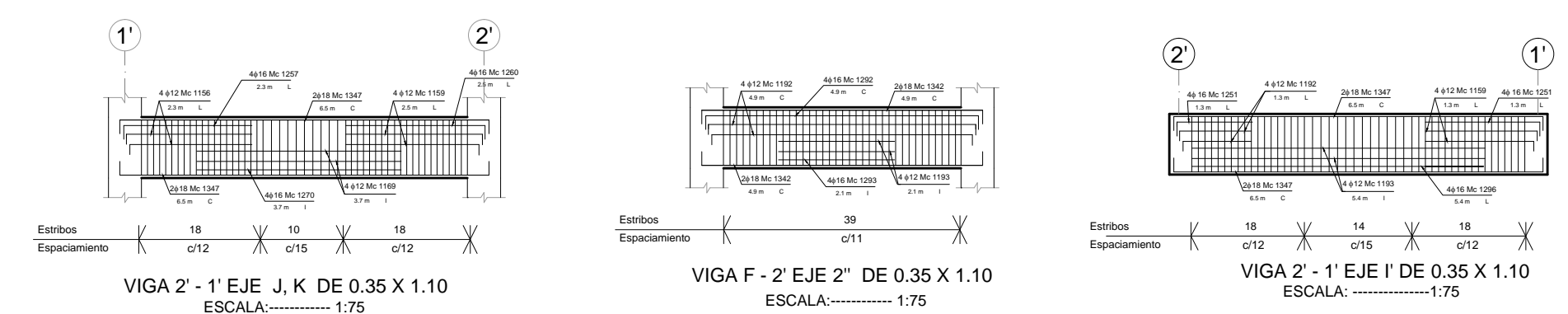
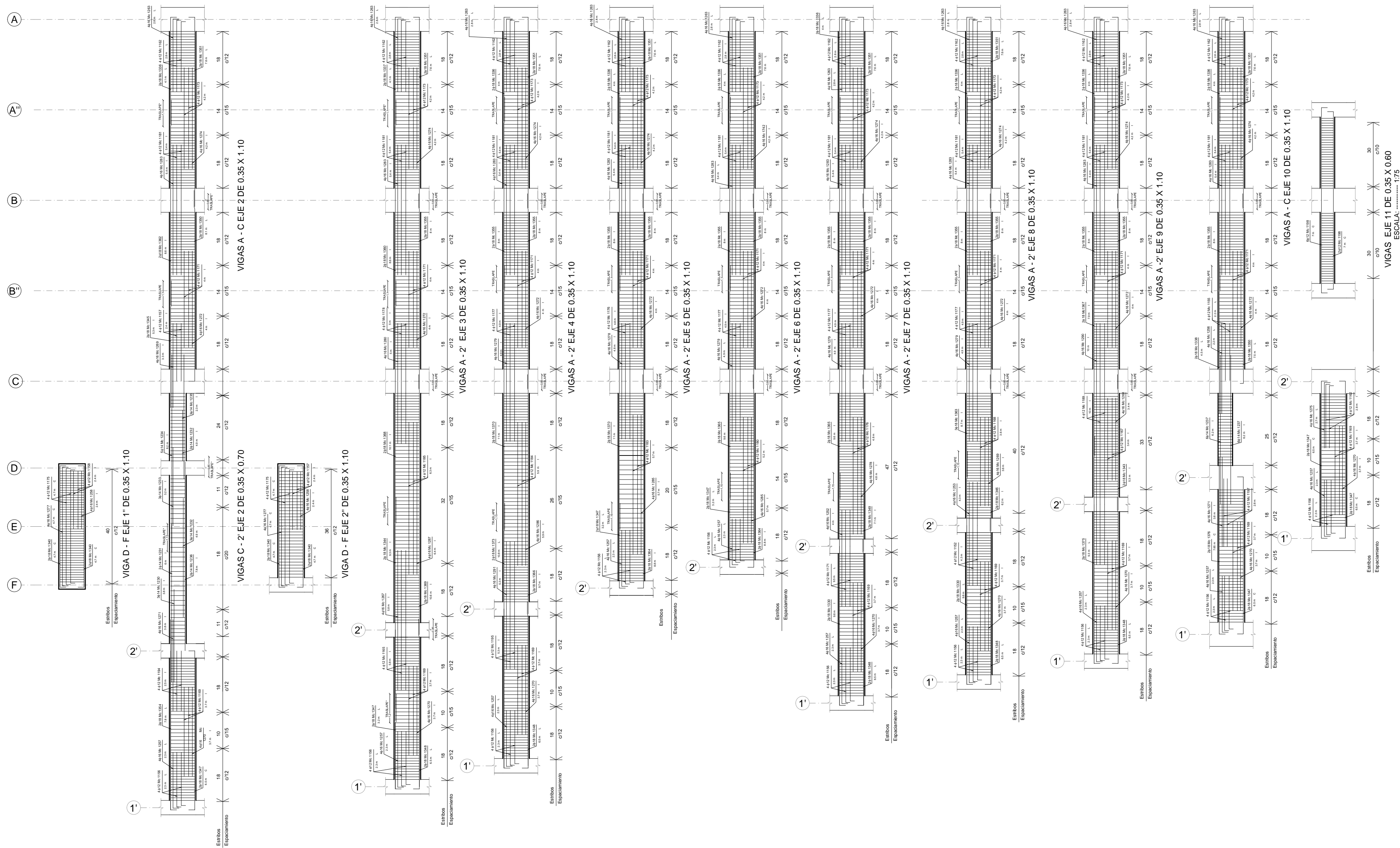
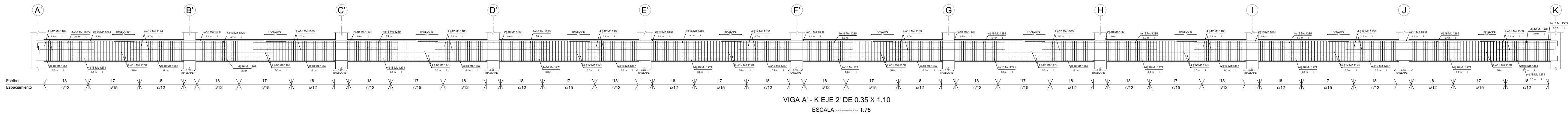
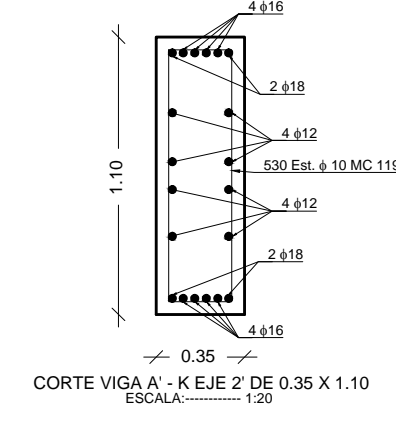
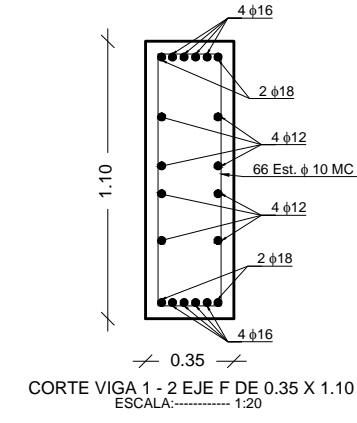
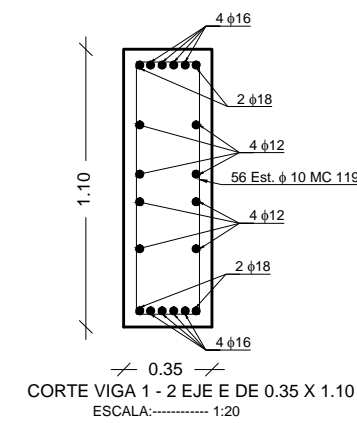
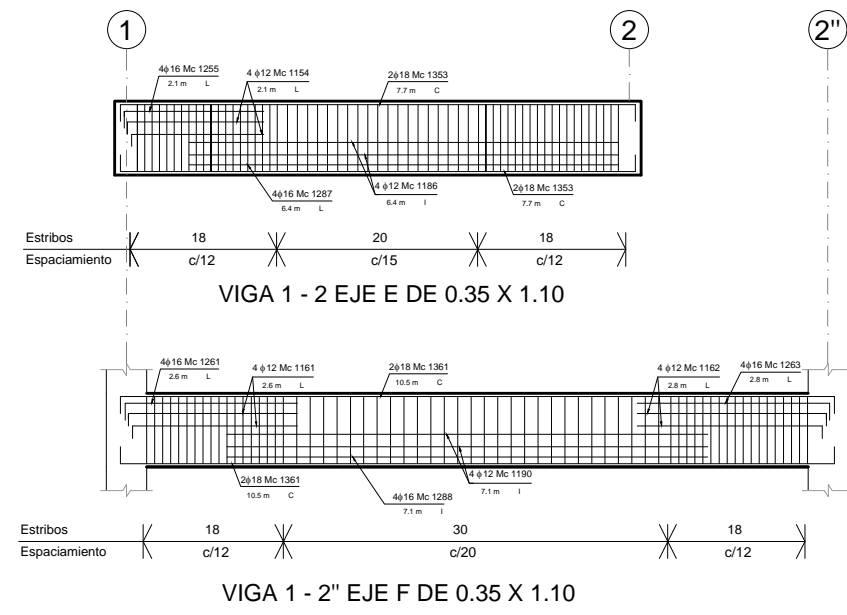


PROYECTO FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYON PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TEXTO DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYON"			
CONTENIDO NIVEL - 7.00 LOSA DE ENTREPISO ARMADURA SUPERIOR			FECHA JUNIO DE 2012
UBICACIÓN: COMUNIDAD UNIVERSITARIA DE LA PUCE NAYON		DISEÑO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS
REVISIÓN Y APROBACIÓN: <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div>..... ING. LAURO LARA</div> <div>..... PABLO ANDRÉS BORJA</div> </div>		CALCULO: <div style="text-align: right;"> A-4 </div>	

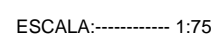


FUSION REACTIONS										
Ion	Atom	Opt	α	β	γ	δ	log Q	Ref.	No.	Wgt.
110	10	0	1.72	0.0172			5.087 ± 0.26	2104	1574.8	17.914
110	10	0	1.72	0.0172			5.087 ± 0.26	2104	1574.8	17.914
110	10	0	1.72	0.0172			5.087 ± 0.26	2104	1574.8	17.914
<hr/>										
1110	12	1	5.3	0.2			5.502	12	5.807	
1115	12	1	5.3	0.2			5.370	8	5.807	
1120	12	1	5.3	0.2			5.238	8	5.807	
1131	12	1	2	0.2			2.810	8	5.807	
1132	12	1	2.1	0.2			2.678	8	5.807	
1155	12	1	2.2	0.2			2.460	8	5.807	
1160	12	1	2.3	0.2			2.328	8	5.807	
1157	12	1	2.4	0.2			2.200	8	5.811	
1162	12	1	2.5	0.2			2.068	8	5.807	
1169	12	1	2.6	0.2			1.936	8	5.807	
1181	12	1	3.1	0.2			1.400	8	5.807	
1185	12	1	3.4	0.2			1.100	8	5.807	
1187	12	1	3.6	0.2			1.000	8	5.807	
1170	12	1	3.8	0.2			0.800	8	5.807	
1172	12	1	4.0	0.2			0.600	8	5.807	
1174	12	1	4.2	0.2			0.470	8	5.807	
1176	12	1	4.4	0.2		0.2	0.340	8	5.807	
1178	12	1	4.6	0.2			0.210	8	5.807	
1180	12	1	4.8	0.2			0.080	8	5.807	
1170	12	1	5.1	0.2			0.000	8	5.807	
1180	12	1	5.2	0.2			0.000	8	5.807	
1182	12	1	5.3	0.2			0.000	8	5.807	
1184	12	1	5.4	0.2			0.000	8	5.807	
1186	12	1	5.5	0.2			0.000	8	5.807	
1188	12	1	5.6	0.2			0.000	8	5.807	
1190	12	1	5.7	0.2			0.000	8	5.807	
1192	12	1	5.8	0.2			0.000	8	5.807	
1194	12	1	5.9	0.2			0.000	8	5.807	
1196	12	1	6.0	0.2			0.000	8	5.807	
1198	12	1	6.1	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	6.2	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	6.3	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	6.4	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	6.5	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	6.6	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	6.7	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	6.8	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	6.9	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	7.0	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	7.1	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	7.2	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	7.3	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	7.4	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	7.5	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	7.6	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	7.7	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	7.8	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	7.9	0.2			0.000	8	5.807	
1199	12	1	8.0	0.2			0.000	8	5.807	
<hr/>										
1210	14	1	5.3	0.3			5.400	8	5.81	
1215	14	1	5.3	0.3			5.268	8	5.81	
1220	14	1	5.3	0.3			5.136	8	5.81	
1231	14	1	2	0.3			2.510	8	5.81	
1232	14	1	2.1	0.3			2.378	8	5.81	
1256	14	1	2.2	0.3			2.160	8	5.81	
1260	14	1	2.3	0.3			2.028	8	5.81	
1269	14	1	2.4	0.3			1.896	8	5.81	
1281	14	1	2.8	0.3			1.400	8	5.81	
1285	14	1	3.1	0.3			1.100	8	5.81	
1287	14	1	3.3	0.3			0.900	8	5.81	
1289	14	1	3.5	0.3			0.700	8	5.81	
1291	14	1	3.7	0.3			0.500	8	5.81	
1293	14	1	3.9	0.3			0.300	8	5.81	
1295	14	1	4.1	0.3			0.100	8	5.81	
1297	14	1	4.3	0.3			0.000	8	5.81	
1299	14	1	4.5	0.3			0.000	8	5.81	
1301	14	1	4.7	0.3			0.000	8	5.81	
1303	14	1	4.9	0.3			0.000	8	5.81	
1305	14	1	5.1	0.3			0.000	8	5.81	
1307	14	1	5.3	0.3			0.000	8	5.81	
1309	14	1	5.5	0.3			0.000	8	5.81	
1311	14	1	5.7	0.3			0.000	8	5.81	
1313	14	1	5.9	0.3			0.000	8	5.81	
1315	14	1	6.1	0.3			0.000	8	5.81	
1317	14	1	6.3	0.3			0.000	8	5.81	
1319	14	1	6.5	0.3			0.000	8	5.81	
1321	14	1	6.7	0.3			0.000	8	5.81	
1323	14	1	6.9	0.3			0.000	8	5.81	
1325	14	1	7.1	0.3			0.000	8	5.81	
1327	14	1	7.3	0.3			0.000	8	5.81	
1329	14	1	7.5	0.3			0.000	8	5.81	
1331	14	1	7.7	0.3			0.000	8	5.81	
1333	14	1	7.9	0.3			0.000	8	5.81	
1335	14	1	8.1	0.3			0.000	8	5.81	
1337	14	1	8.3	0.3			0.000	8	5.81	
1339	14	1	8.5	0.3			0.000	8	5.81	
1341	14	1	8.7	0.3			0.000	8	5.81	
1343	14	1	8.9	0.3			0.000	8	5.81	
1345	14	1	9.1	0.3			0.000	8	5.81	
1347	14	1	9.3	0.3			0.000	8	5.81	
1349	14	1	9.5	0.3			0.000	8	5.81	
1351	14	1	9.7	0.3			0.000	8	5.81	
1353	14	1	9.9	0.3			0.000	8	5.81	
1355	14	1	10.1	0.3			0.000	8	5.81	
1357	14	1	10.3	0.3			0.000	8	5.81	
1359	14	1	10.5	0.3			0.000	8	5.81	
1361	14	1	10.7	0.3			0.000	8	5.81	
1363	14	1	10.9	0.3			0.000	8	5.81	
1365	14	1	11.1	0.3			0.000	8	5.81	
1367	14	1	11.3	0.3			0.000	8	5.81	
1369	14	1	11.5	0.3			0.000	8	5.81	
1371	14	1	11.7	0.3			0.000	8	5.81	
1373	14	1	11.9	0.3			0.000	8	5.81	
1375	14	1	12.1	0.3			0.000	8	5.81	
1377	14	1	12.3	0.3			0.000	8	5.81	
1379	14	1	12.5	0.3			0.000	8	5.81	
1381	14	1	12.7	0.3			0.000	8	5.81	
1383	14	1	12.9	0.3			0.000	8	5.81	
1385	14	1	13.1	0.3			0.000	8	5.81	
1387	14	1	13.3	0.3			0.000	8	5.81	
1389	14	1	13.5	0.3			0.000	8	5.81	
1391	14	1	13.7	0.3			0.000	8	5.81	
1393	14	1	13.9	0.3			0.000	8	5.81	
1395	14	1	14.1	0.3			0.000	8	5.81	
1397	14	1	14.3	0.3			0.000	8	5.81	
1399	14	1	14.5	0.3			0.000	8	5.81	
1401	14	1	14.7	0.3			0.000	8	5.81	
1403	14	1	14.9	0.3			0.000	8	5.81	
1405	14	1	15.1	0.3			0.000	8	5.81	
1407	14	1	15.3	0.3			0.000	8	5.81	
1409	14	1	15.5	0.3			0.000	8	5.81	
1411	14	1	15.7	0.3			0.000	8	5.81	
1413	14	1	15.9	0.3			0.000	8	5.81	
1415	14	1	16.1	0.3			0.000	8	5.81	
1417	14	1	16.3	0.3			0.000	8	5.81	
1419	14	1	16.5	0.3			0.000	8	5.81	
1421	14	1	16.7	0.3			0.000	8	5.81	
1423	14	1	16.9	0.3			0.000	8	5.81	
1425	14	1	17.1	0.3			0.000	8	5.81	
1427	14	1	17.3	0.3			0.000	8	5.81	
1429	14	1	17.5	0.3			0.000	8	5.81	
1431	14	1	17.7	0.3			0.000	8	5.81	
1433	14	1	17.9	0.3			0.000	8	5.81	
1435	14	1	18.1	0.3			0.000	8	5.81	
1437	14	1	18.3	0.3			0.000	8	5.81	
1439	14	1	18.5	0.3			0.000	8	5.81	
1441	14	1	18.7	0.3			0.000	8	5.81	
1443	14	1	18.9	0.3			0.000	8	5.81	
1445	14	1	19.1	0.3			0.000	8	5.81	
1447	14	1	19.3	0.3			0.000	8	5.81	
1449	14	1	19.5	0.3			0.000	8	5.81	
1451	14	1	19.7	0.3			0.000	8	5.81	
1453	14	1	19.9	0.3			0.000	8	5.81	
1455	14	1	20.1	0.3			0.000	8	5.81	
1457	14	1	20.3	0.3			0.000	8	5.81	
1459	14	1	20.5	0.3			0.000	8	5.81	
1461	14	1	20.7	0.3			0.000	8	5.81	
1463	14	1	20.9	0.3			0.000	8	5.81	
1465	14	1	21.1	0.3			0.000	8	5.81	
1467	14	1	21.3	0.3			0.000	8		

PROYECTO FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS - CAMPUS NAYON PUCE - EDIFICIO DE DOCENCIA			
TEMA DE GRADO "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYON"			
CONTIENE: NIVEL: - 7.00 - ARMADO DE VIGAS			FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYON	DISEÑO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISIÓN Y APROBACIÓN:	CÁLCULO:	LÁMINA:	A-1
_____ ING. LAURO LARA	_____ PABLO ANDRÉS BORJA		

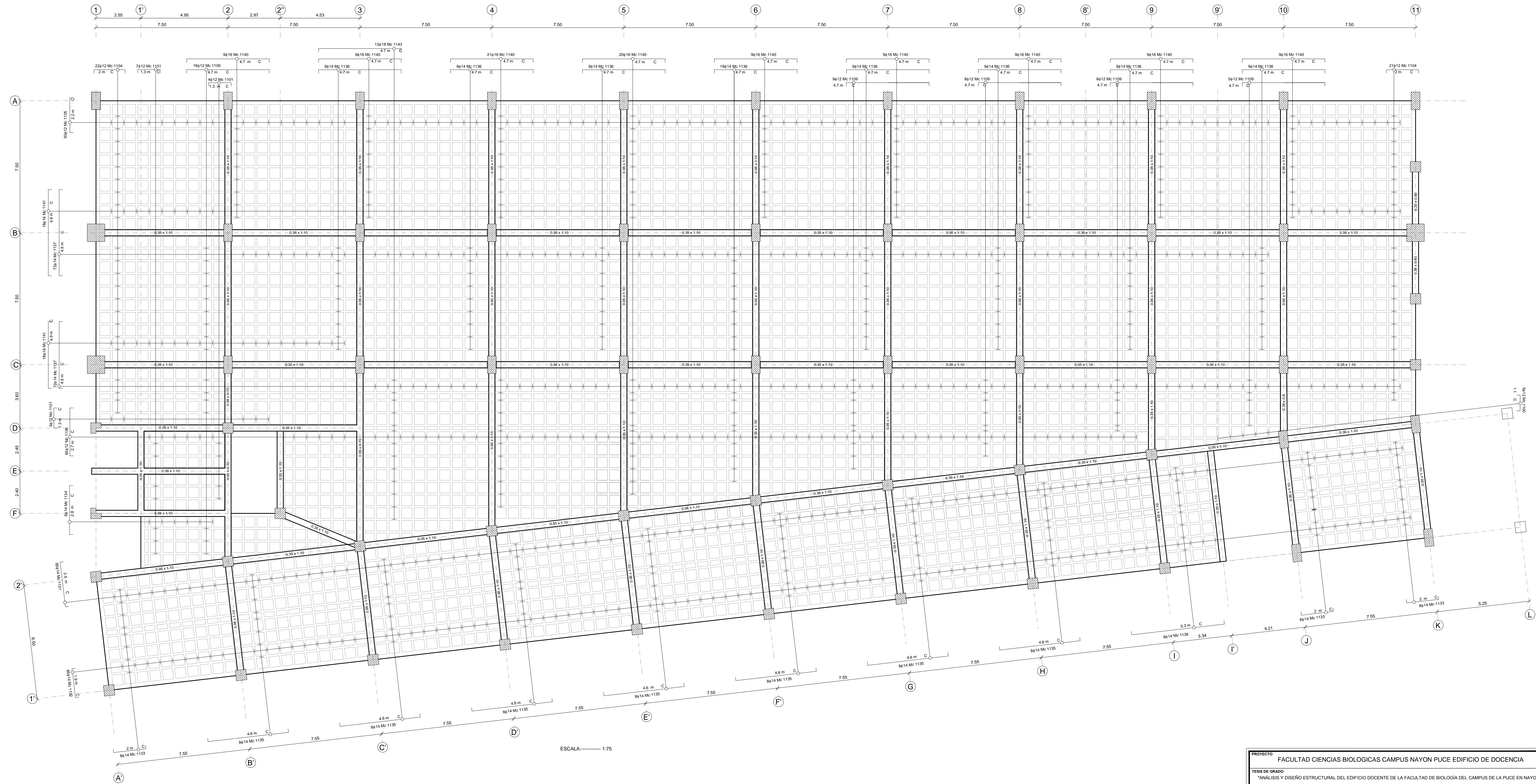
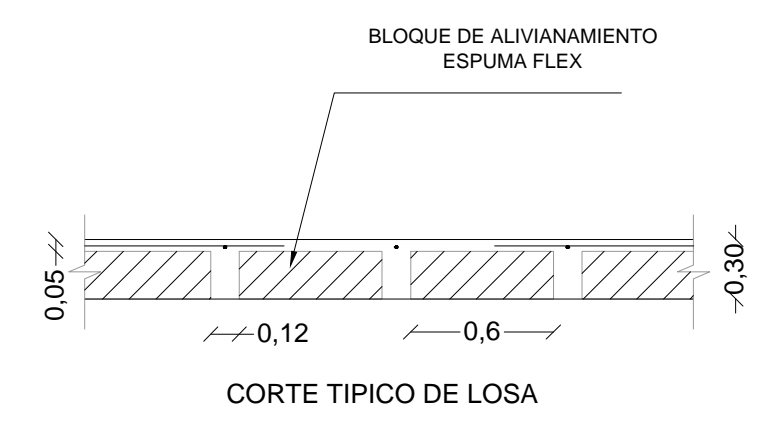


PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"			
CONTIENE: NIVEL - 7.00 ARMADO DE VIGAS			FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN	DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISIÓN Y APROBACIÓN: ING. LAURO LARA	CALCULO: PABLO ANDRÉS BORJA	LÁMINA: A-2	

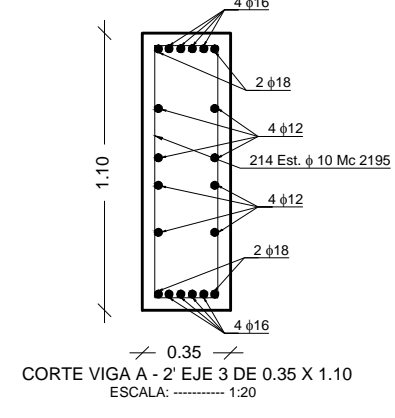
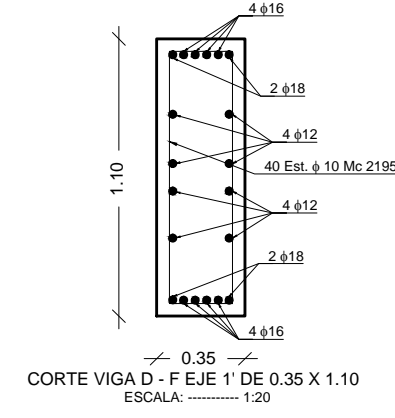
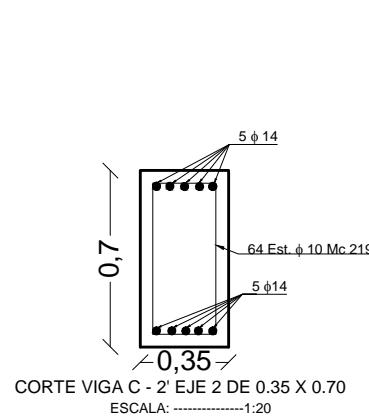
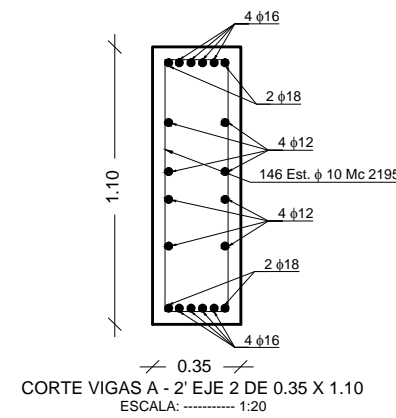
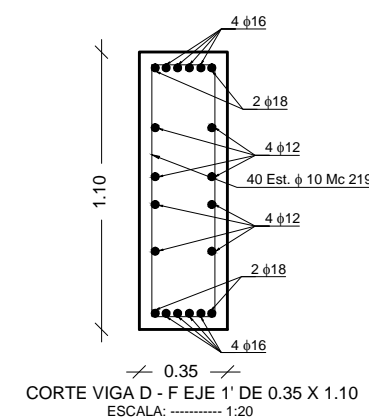
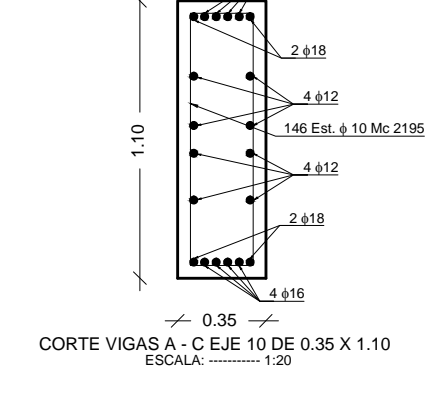
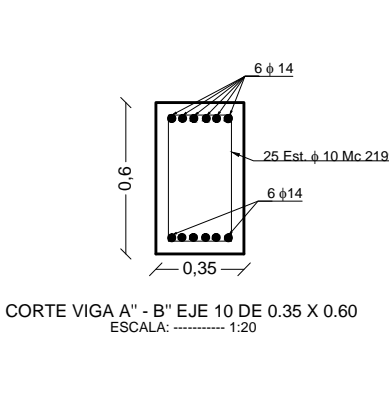
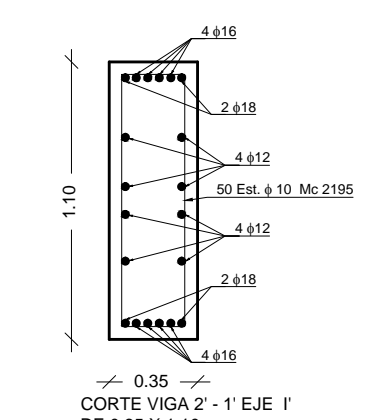
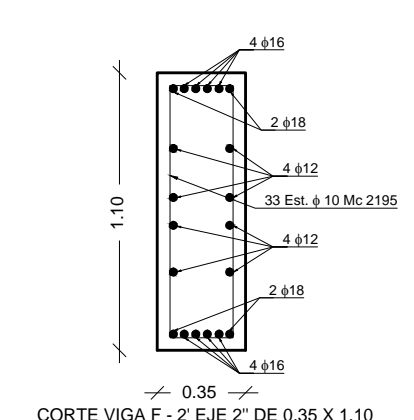
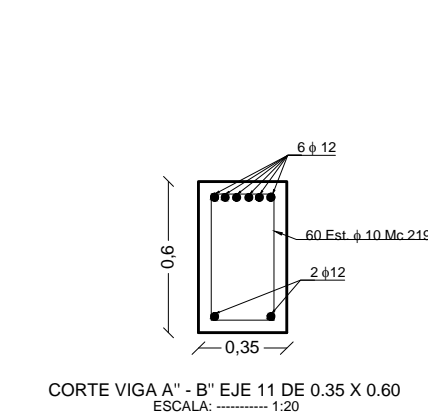
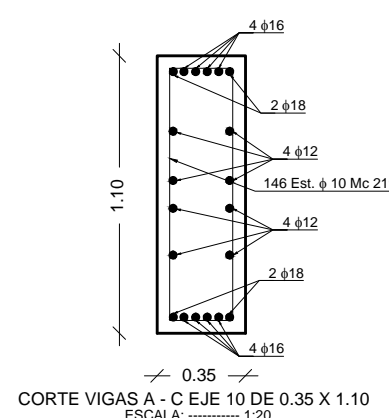
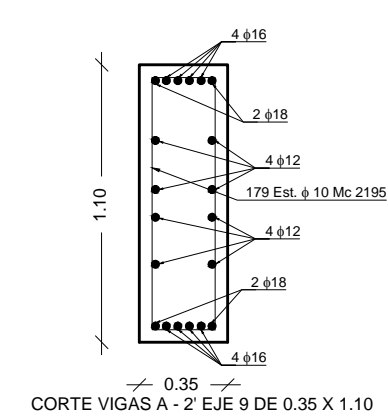
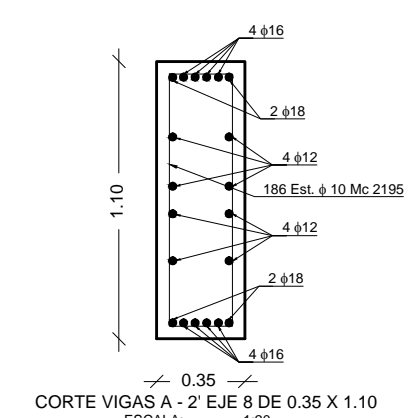
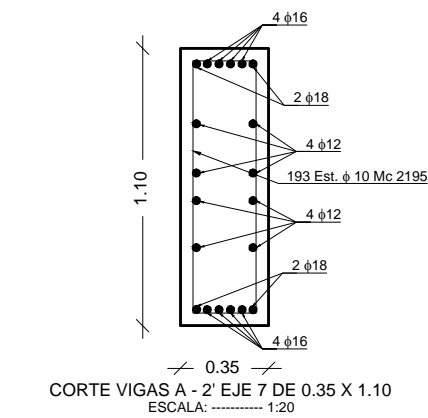
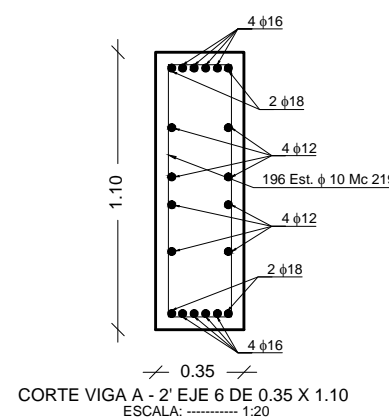
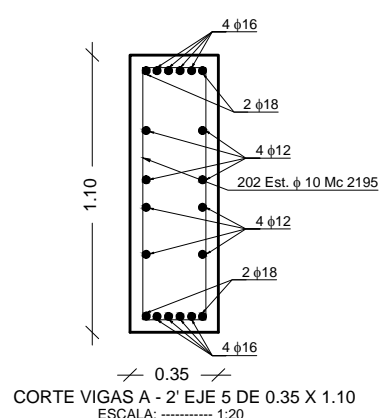
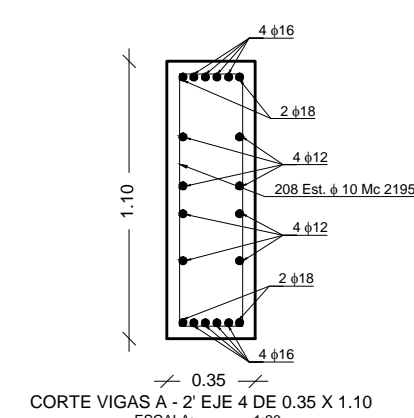
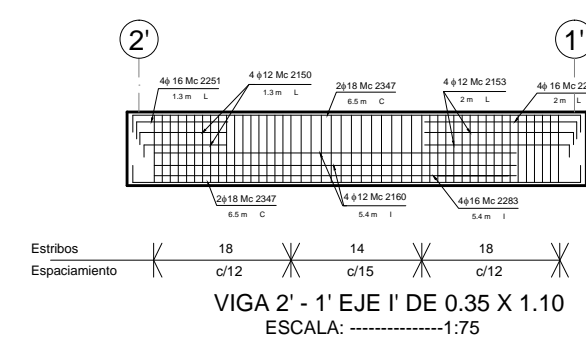
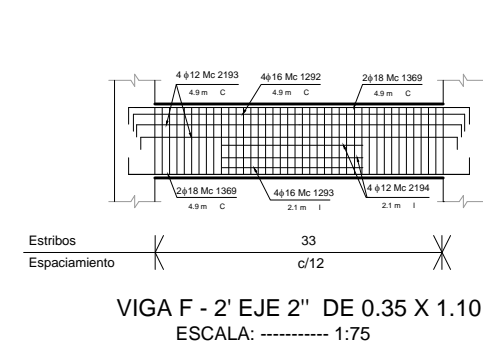
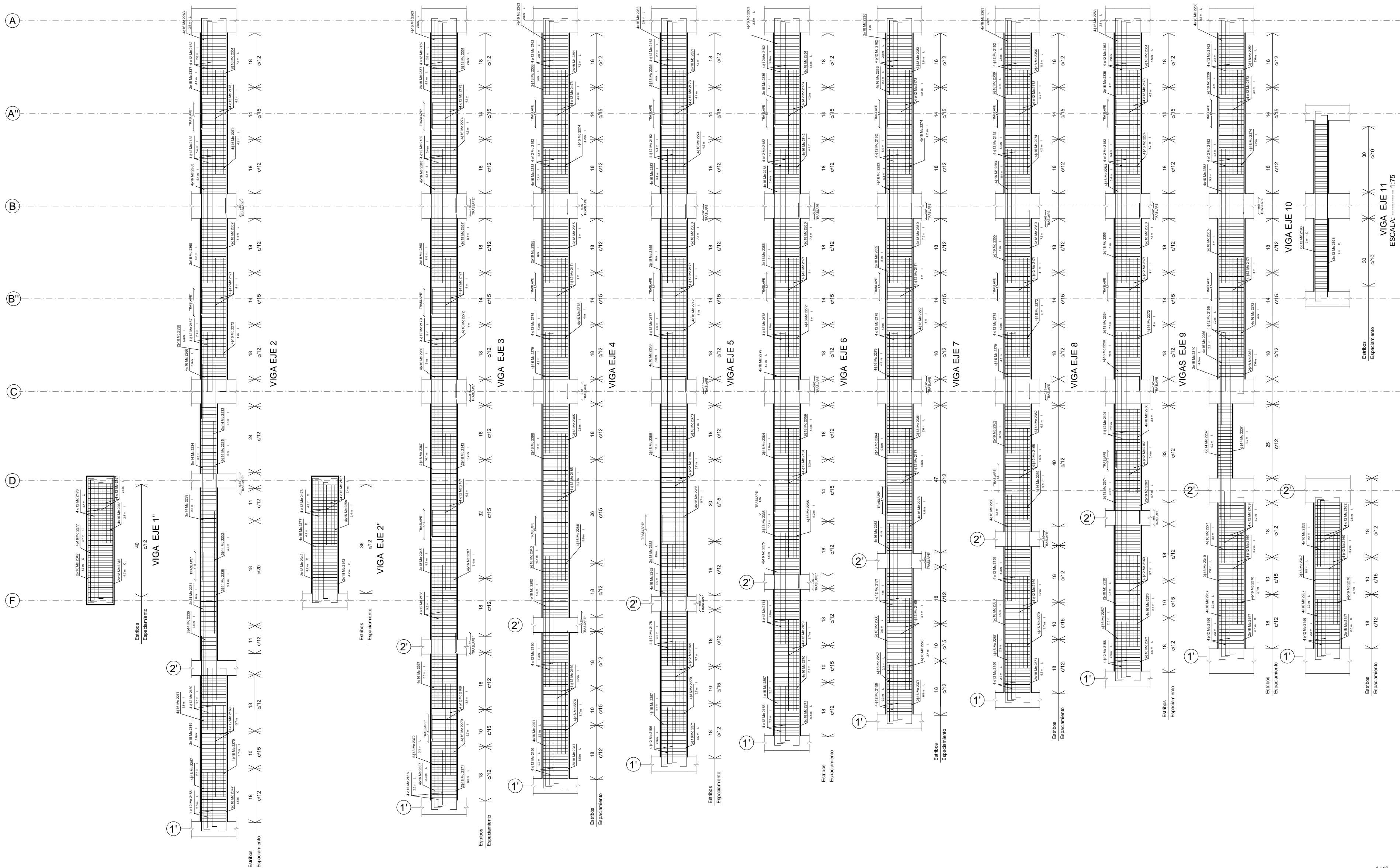
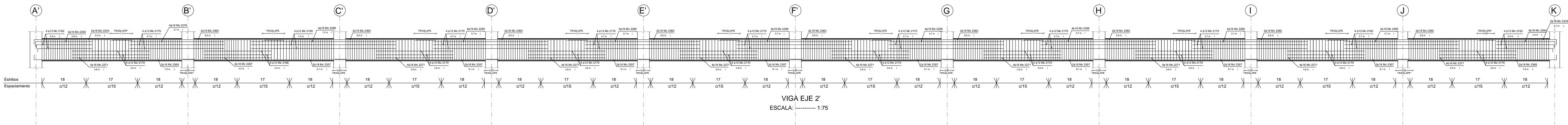
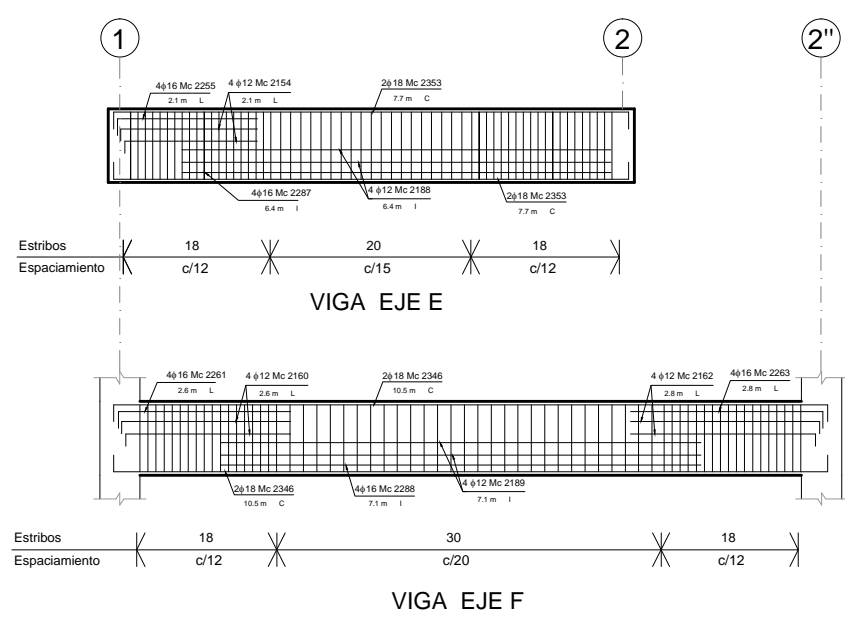


1131	14	C	2.5	0.30	0.30	2.90	85	246.50
1132	14	C	1.9	0.30	0.30	2.30	85	186.50
1133	14	C	2	0.30	0.30	2.40	24	57.60
1134	14	C	2.8	0.30	0.30	3.20	6	19.20
1135	14	C	4.6	0.30	0.30	5.00	56	280.00
1136	14	C	4.7	0.30	0.30	5.30	82	438.20
1137	14	C	4.9	0.30	0.30	5.30	144	763.20
1138	14	C	5.3	0.30	0.30	5.70	8	45.60

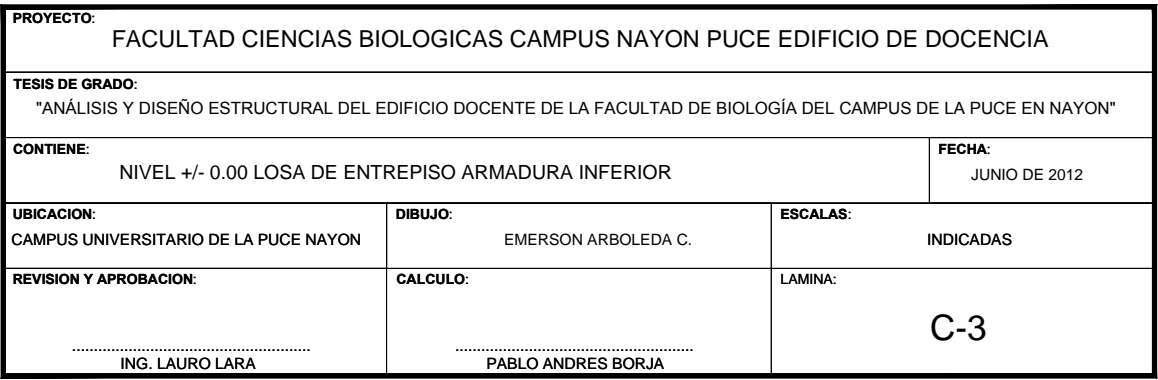
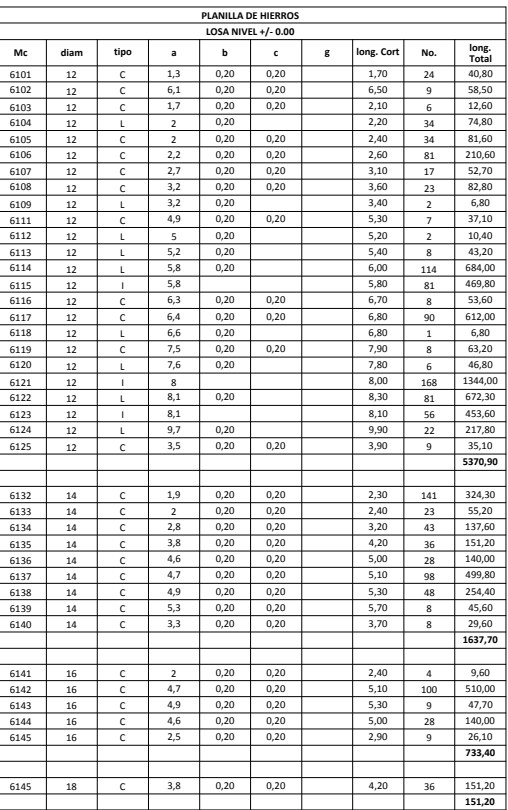
[illegible]

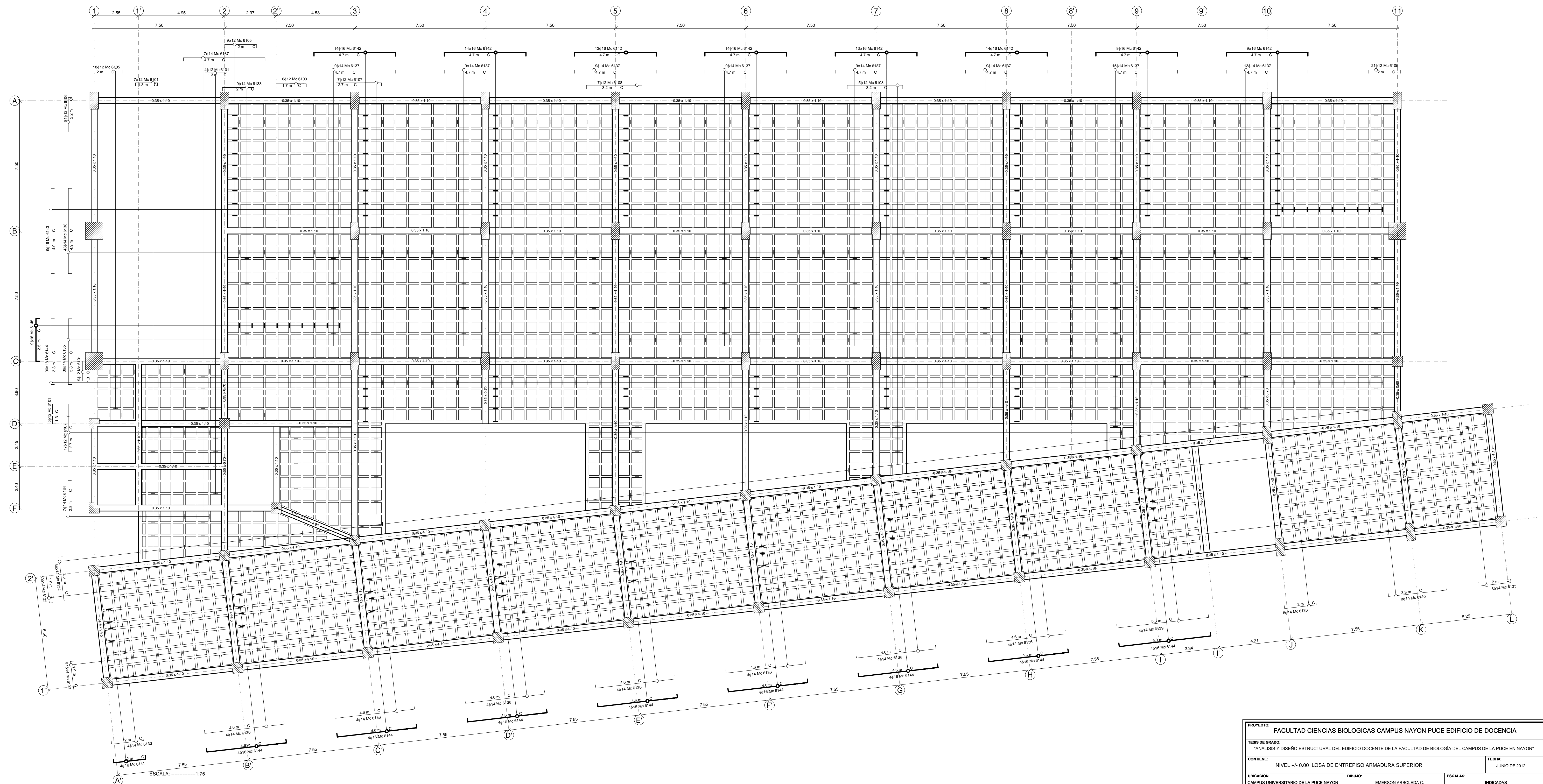
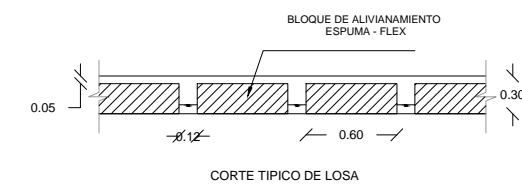


PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"			
CONTIENE: NIVEL - 3.50 LOSA DE ENTREPISO ARMADURA SUPERIOR			FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN	DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISIÓN Y APROBACIÓN:	CÁLULO:	LAMINA:	
ING. LAURO LARA	PABLO ANDRÉS BORJA	B-4	

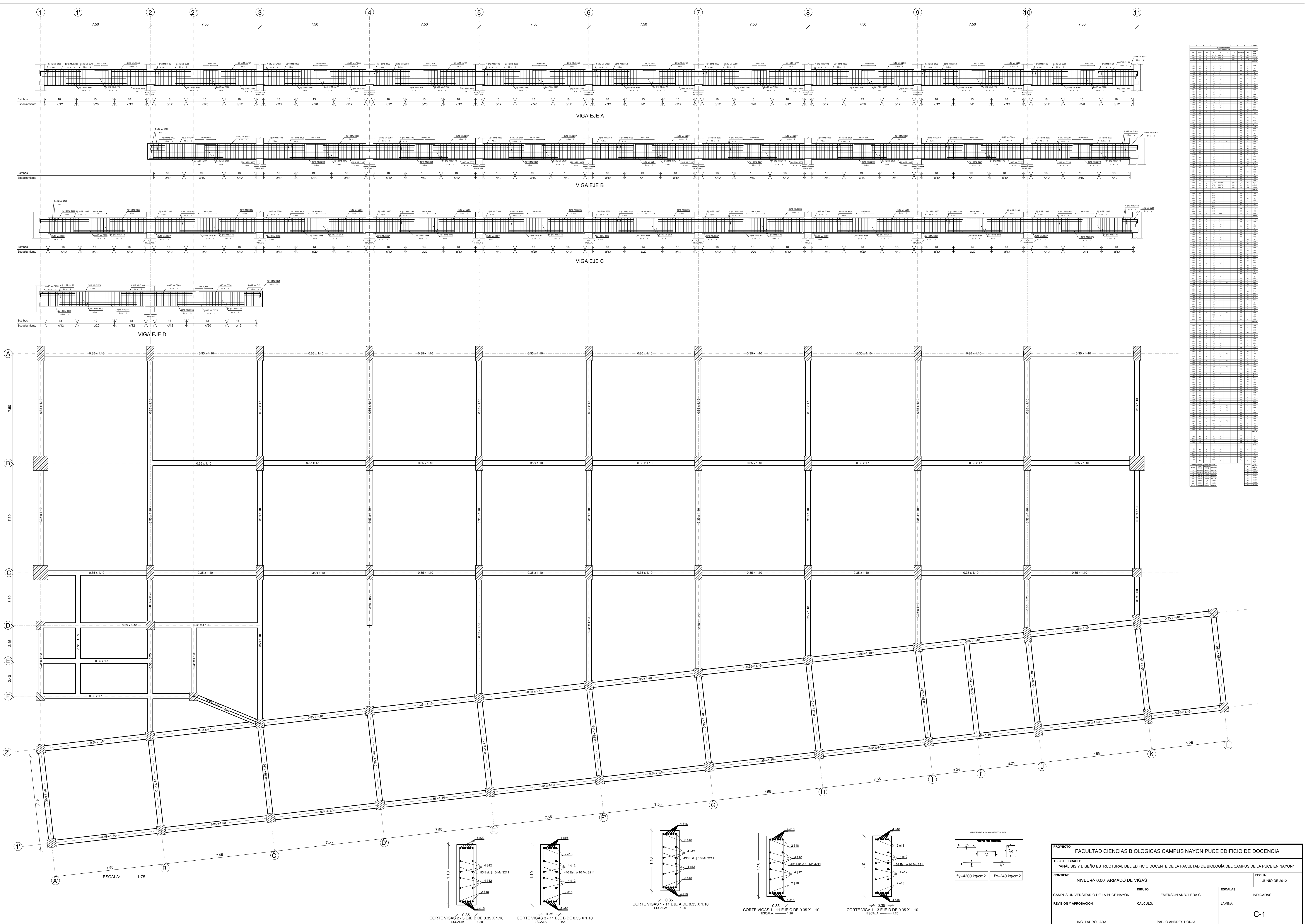


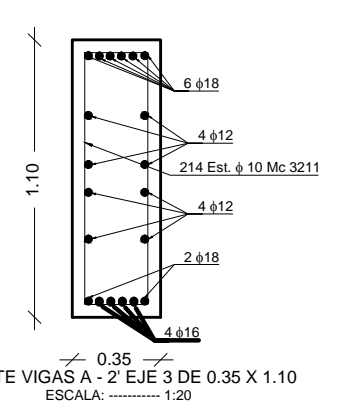
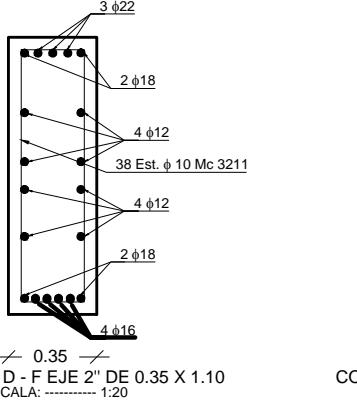
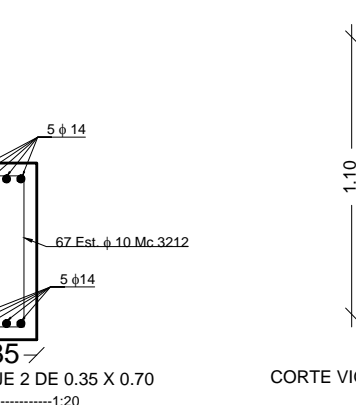
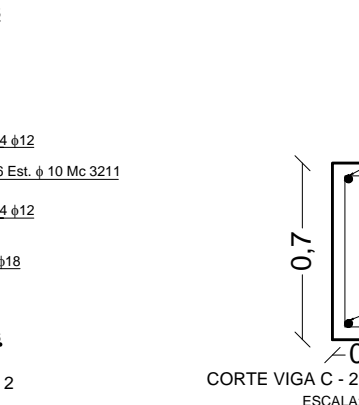
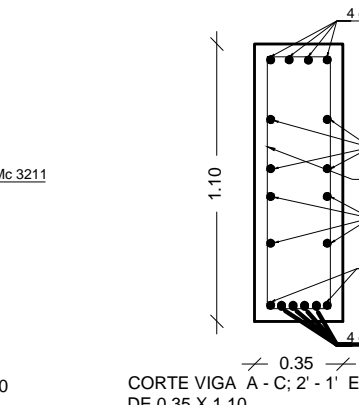
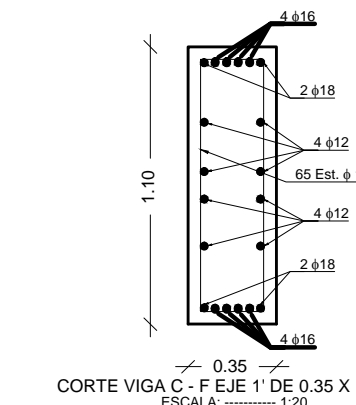
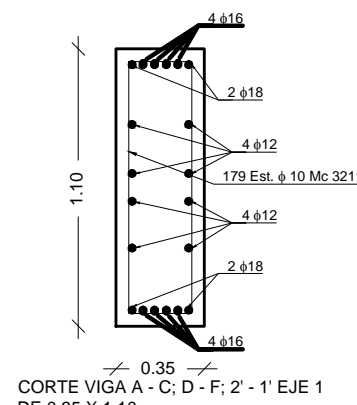
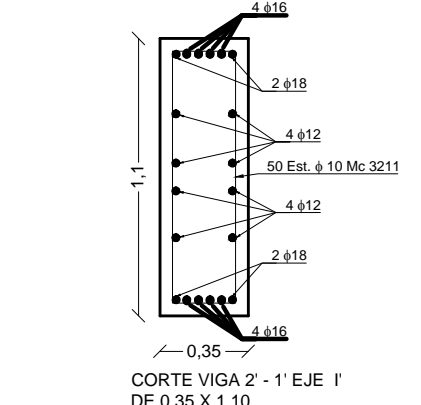
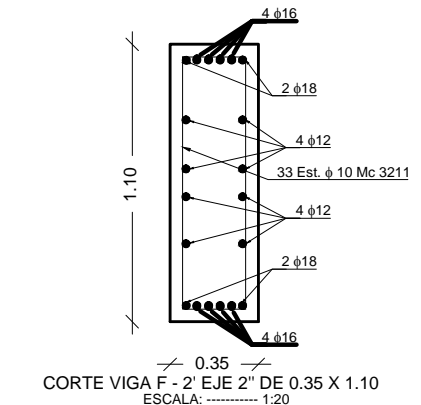
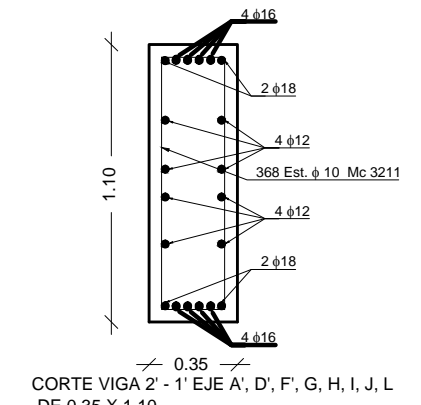
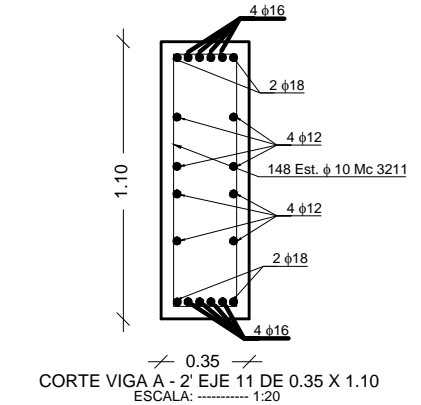
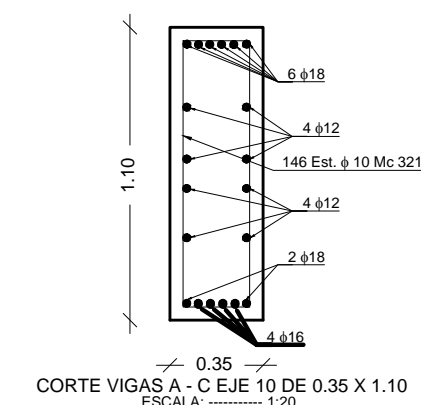
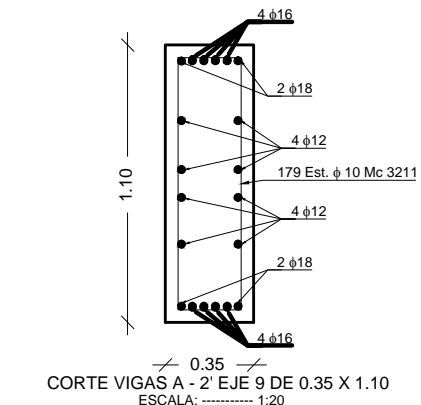
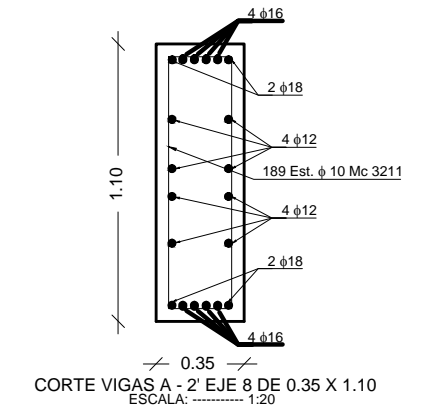
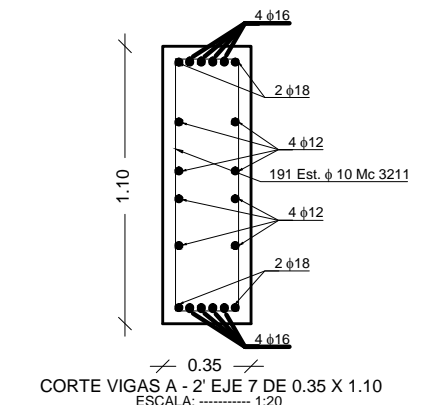
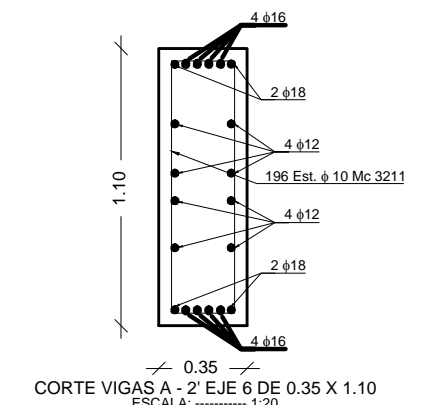
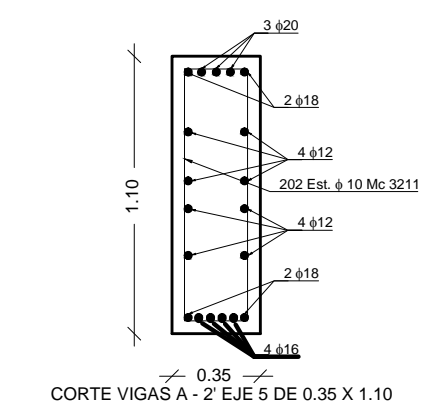
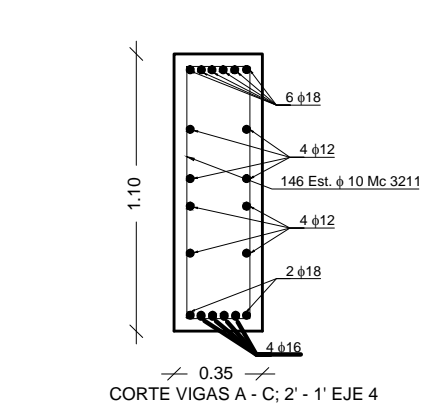
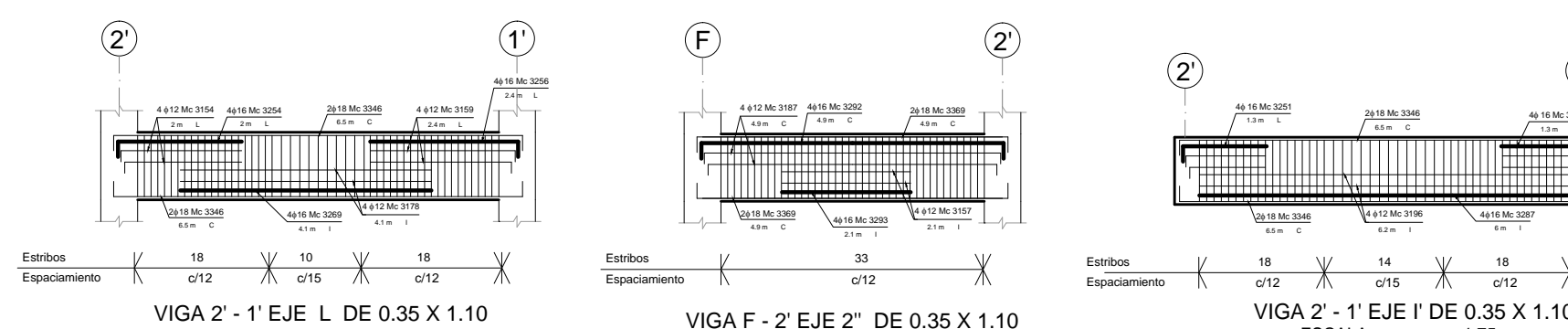
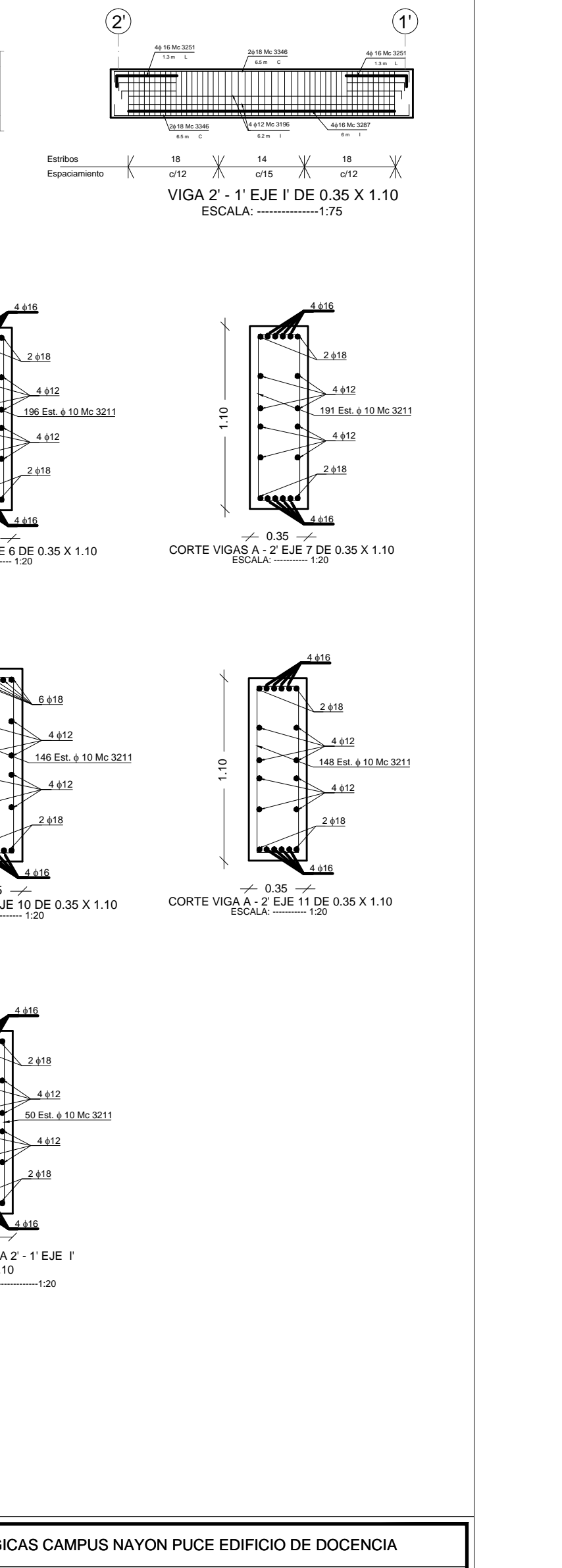
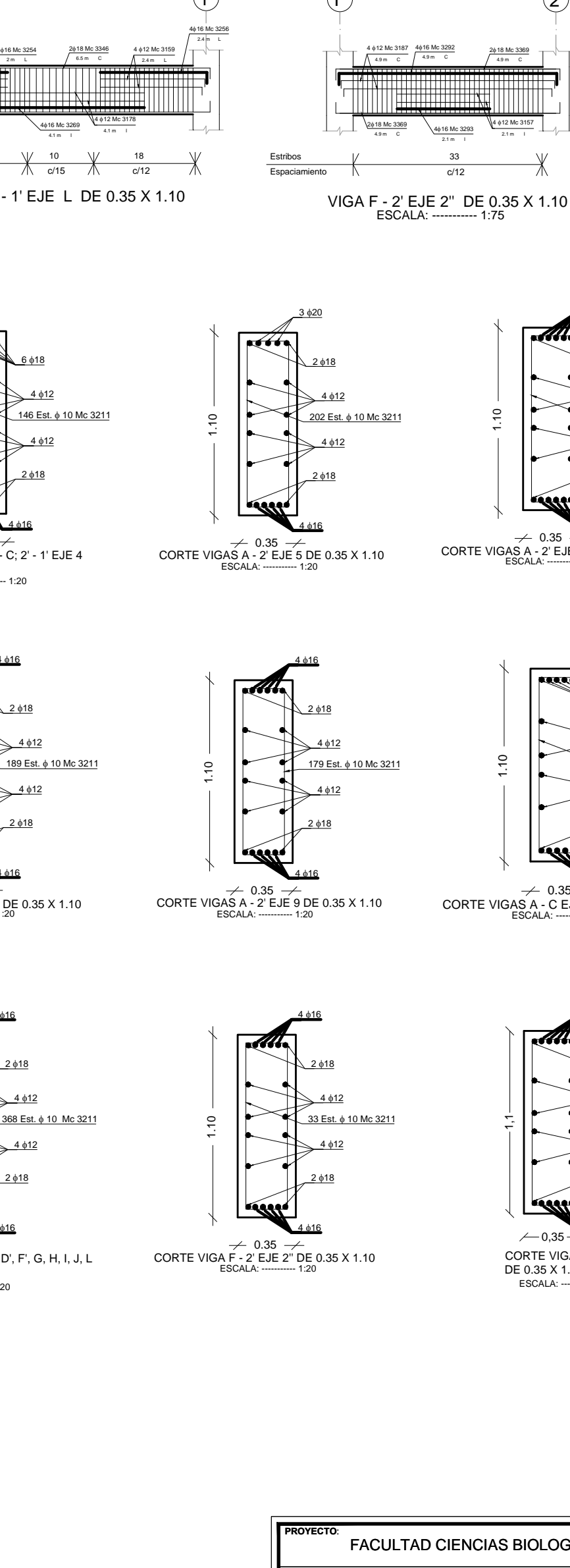
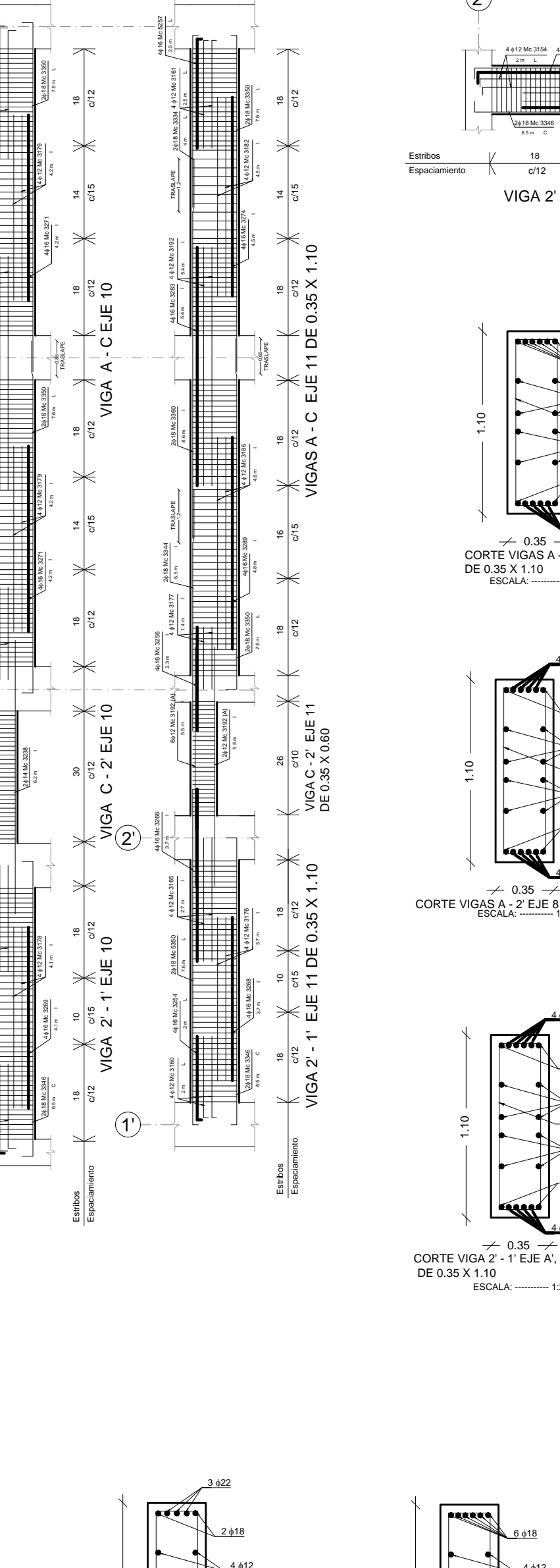
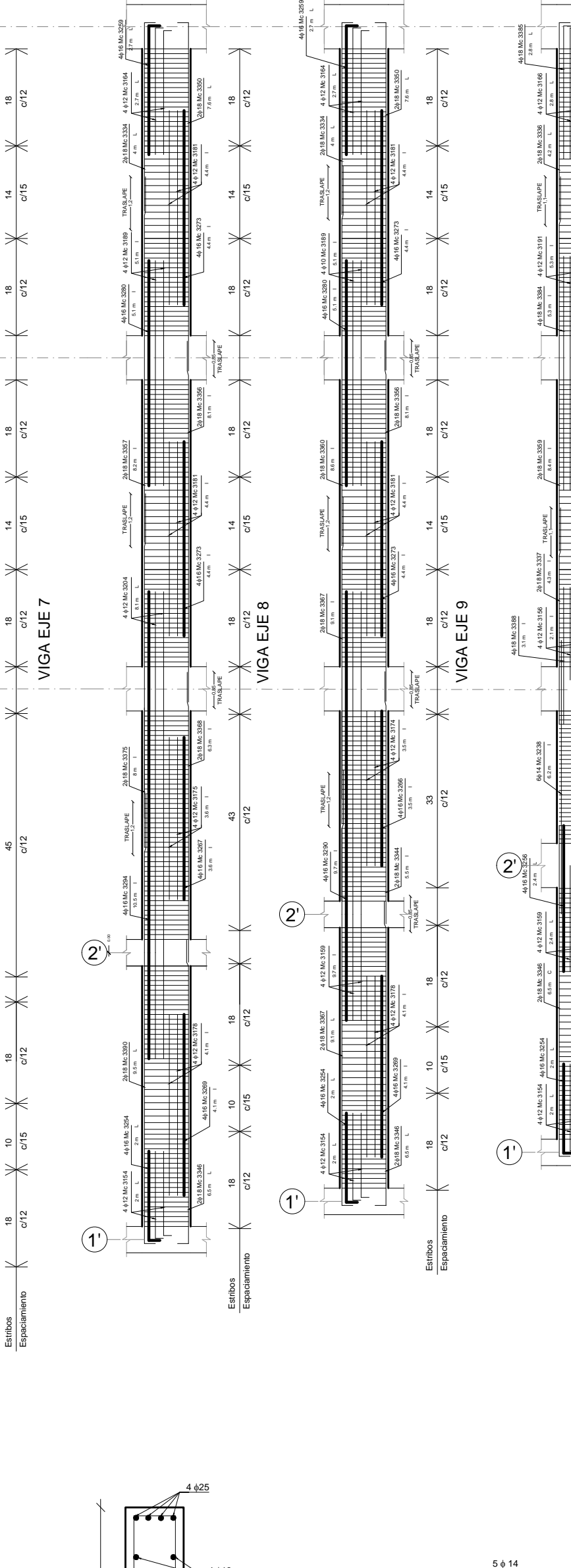
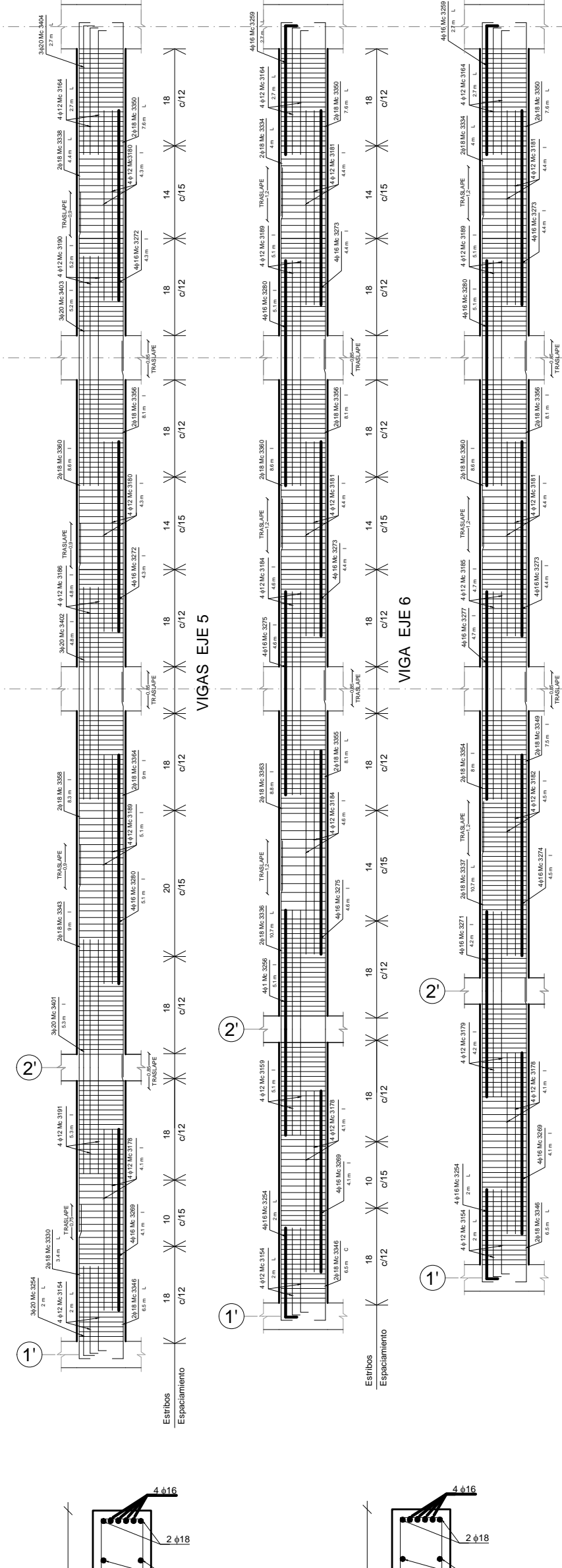
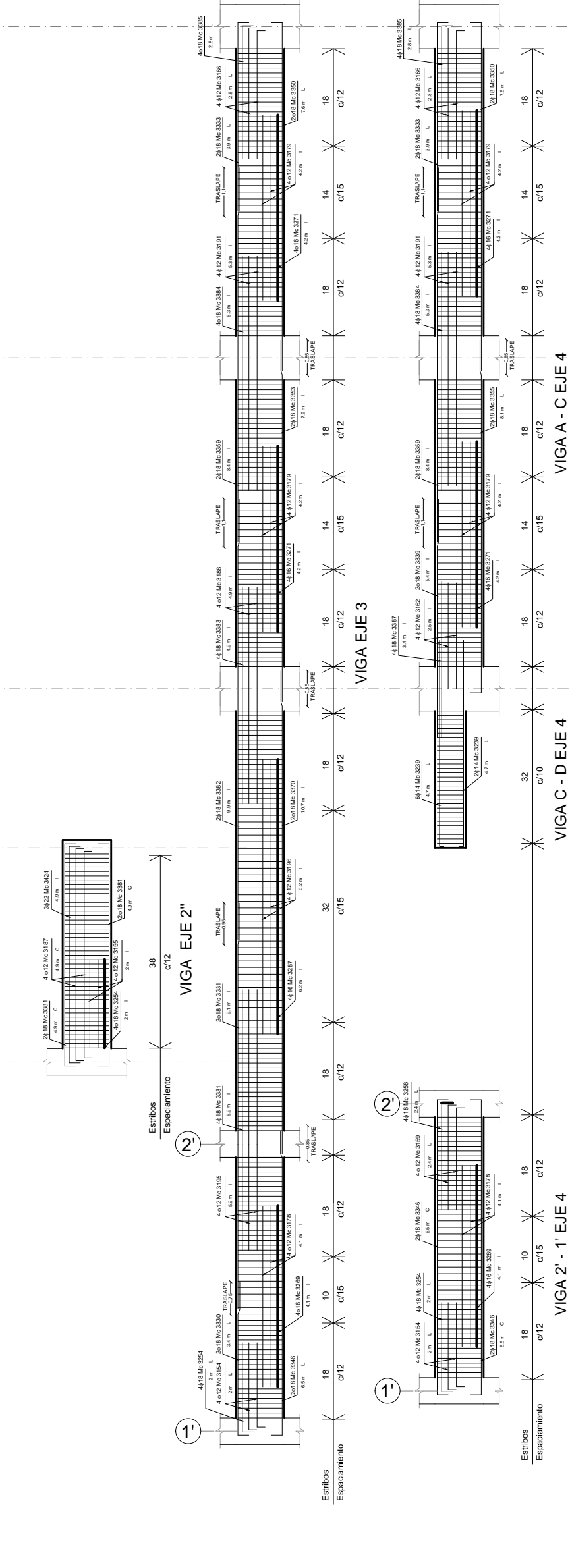
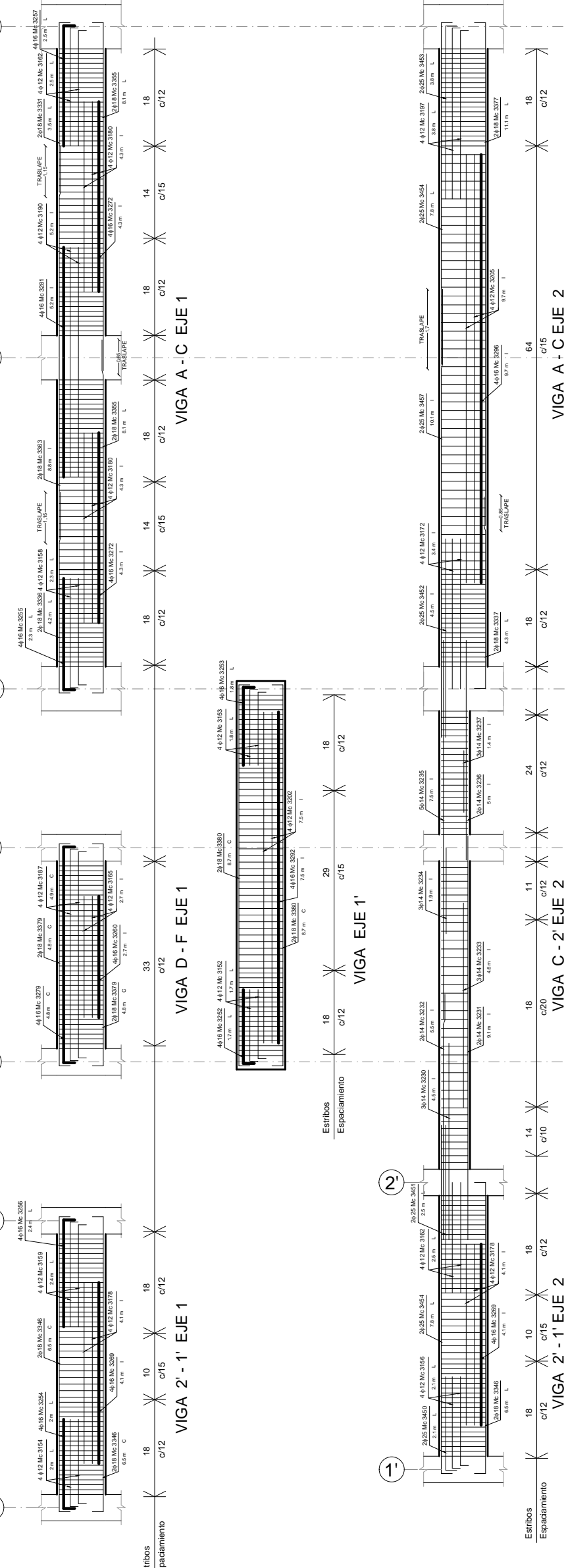
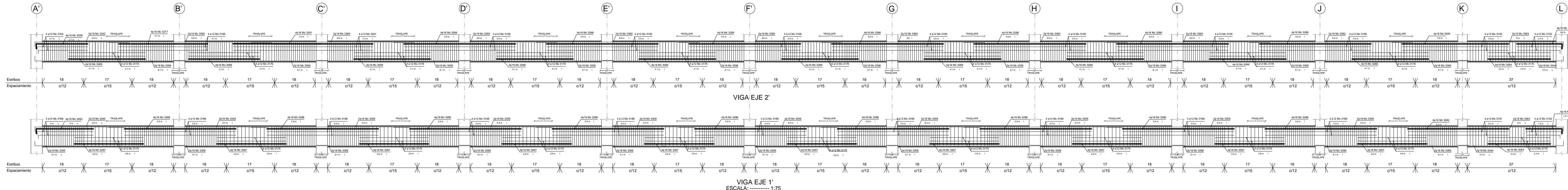
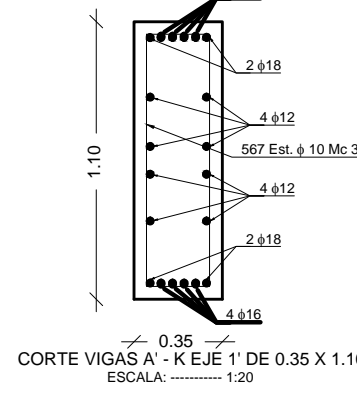
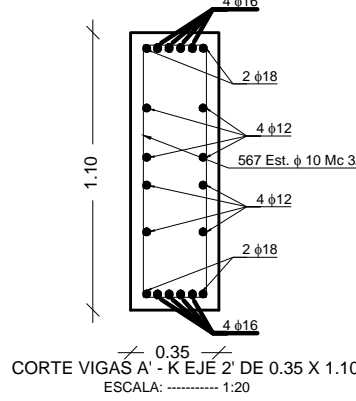
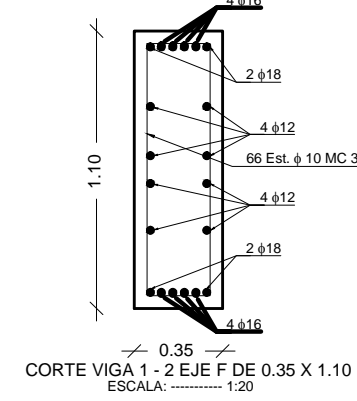
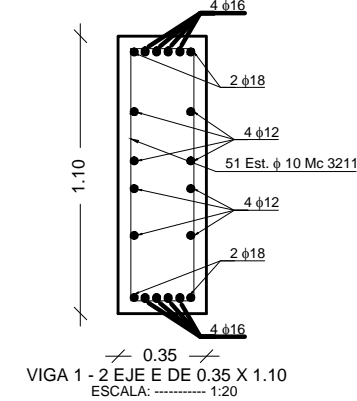
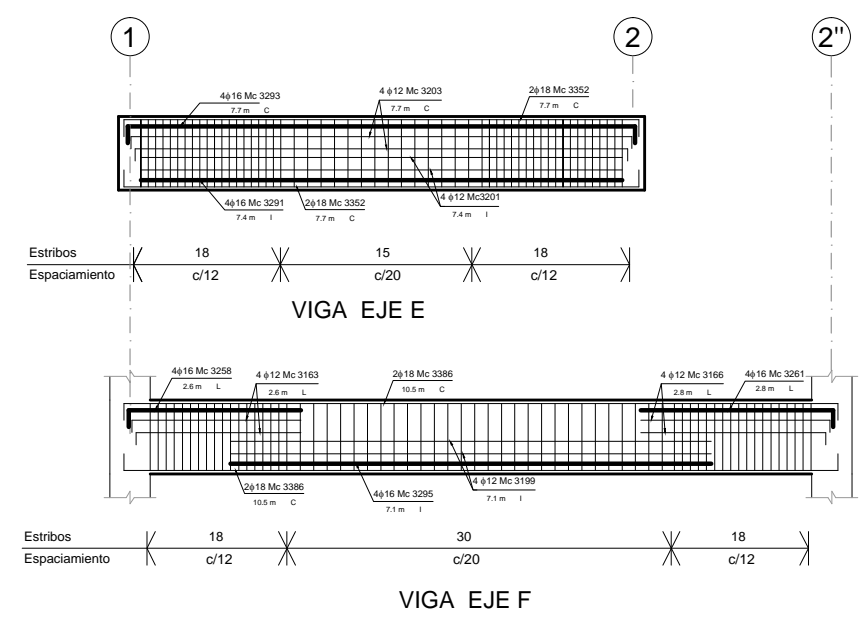
PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"			
CONTIENE: NIVEL - 3.50 ARMADO DE VIGAS			FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN	DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISIÓN Y APROBACIÓN: ING. LAURO LARA	CALCULO: PABLO ANDRÉS BORJA	LÁMINA: B-2	



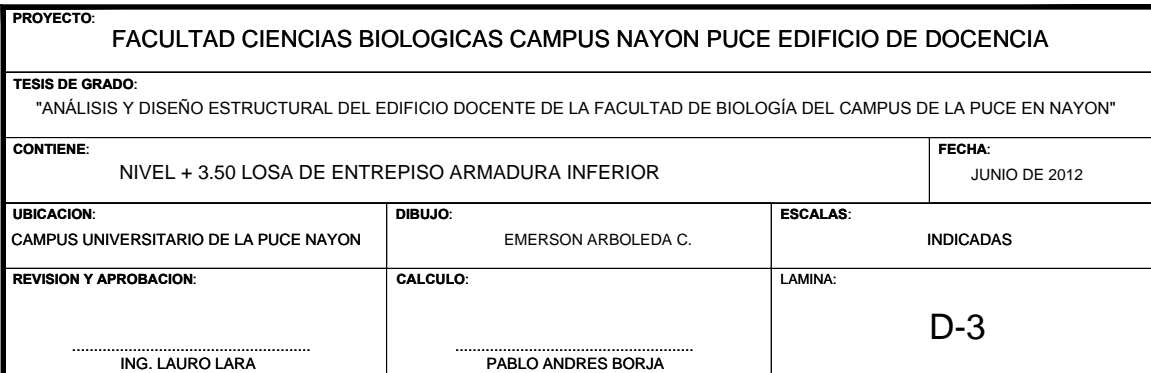
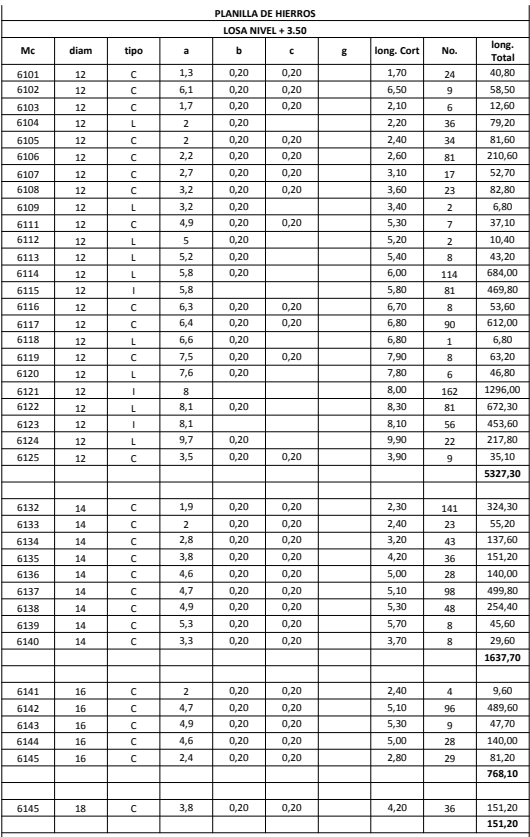


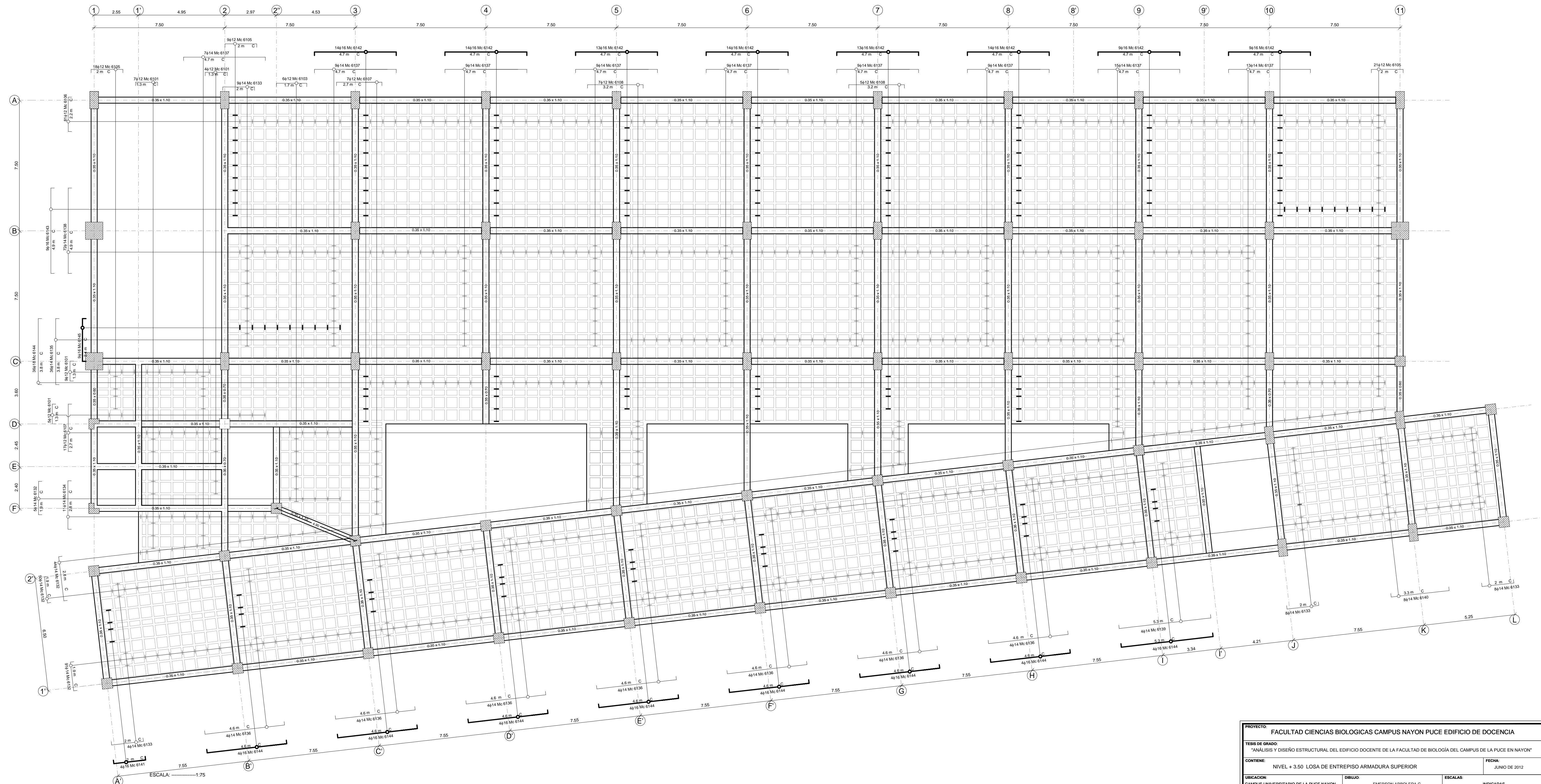
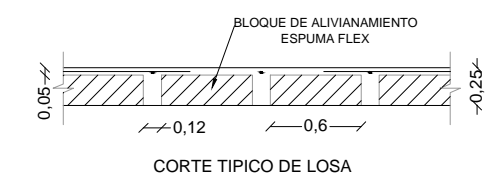
PROYECTO			
FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYON PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO:			
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYON"			
CONTENIDO:			FECHA:
NIVEL +/- 0.00 LOSA DE ENTREPISO ARMADURA SUPERIOR			JUNIO DE 2012
UBICACIÓN:	DIBUJO:	ESCALAS:	INDICADAS
CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYON	EMERSON ARBOLEDA C.	LÁMINA:	
REVISIÓN Y APROBACIÓN:	CALCULO:		
_____	_____		
ING. LAIBOLARA	SARLO ANDRES BORJA		



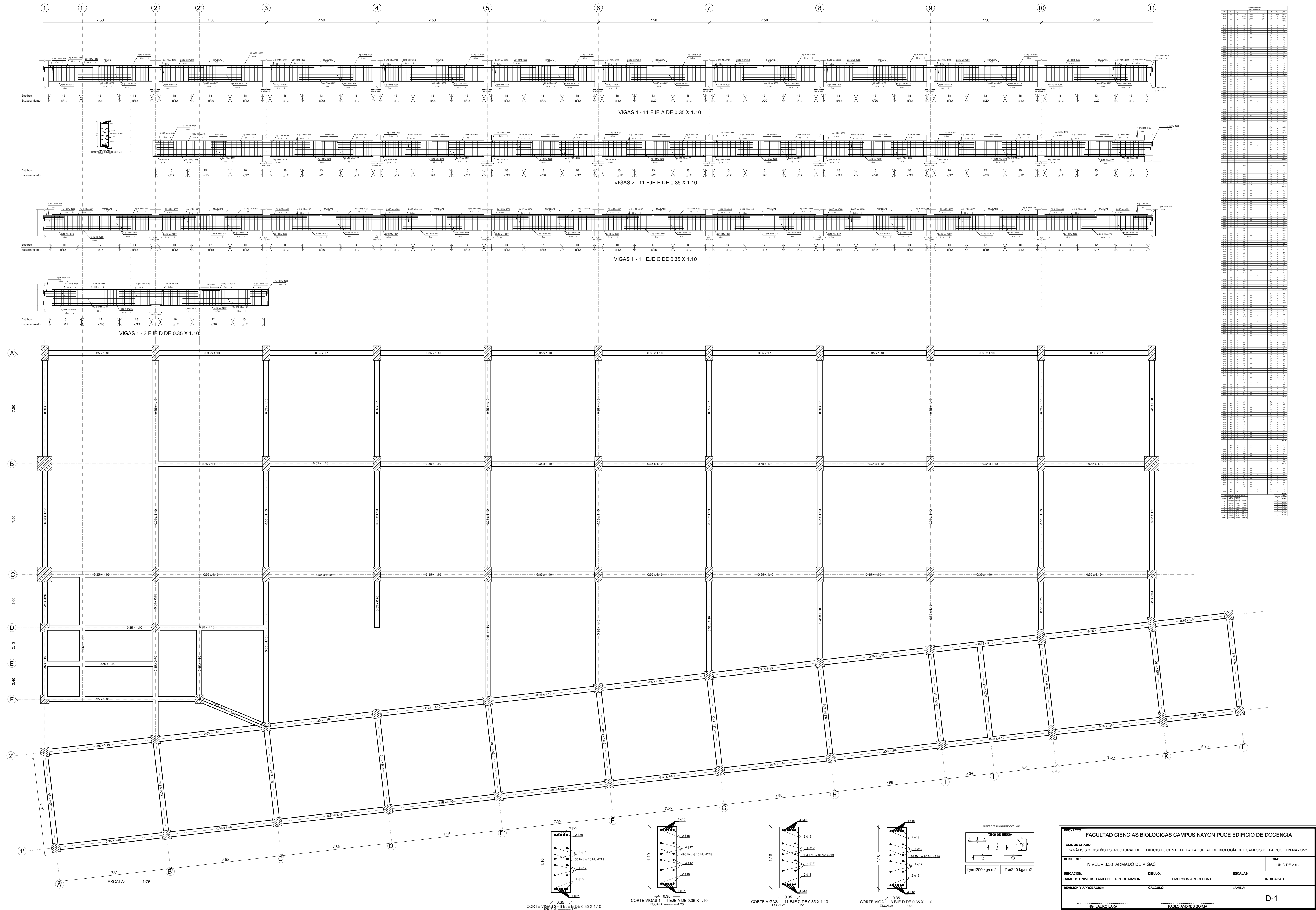


PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"			
CONTIENE: NIVEL +0.00 ARMADO DE VIGAS		FECHA: JUNIO DE 2012	
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN	DISEÑO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISIÓN Y APROBACIÓN: ING. LAURO LARA	CALCULO: PABLO ANDRÉS BORJA	LÁMINA: C-2	

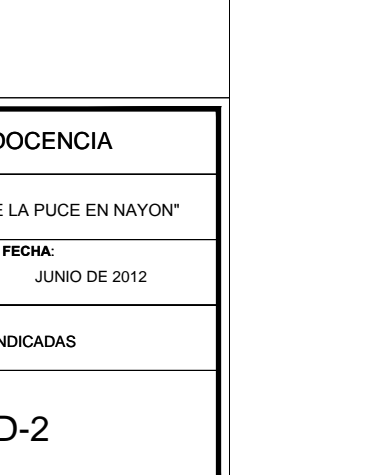
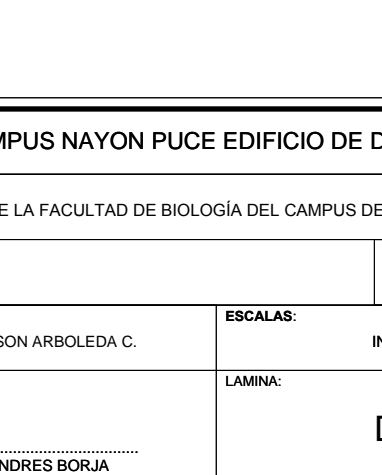
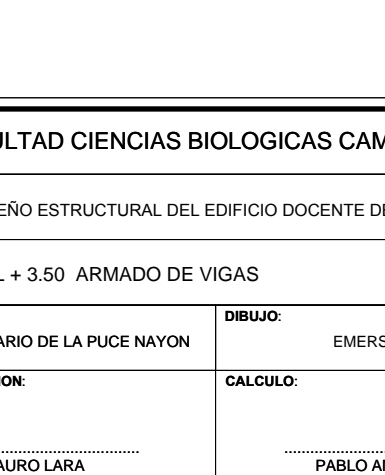
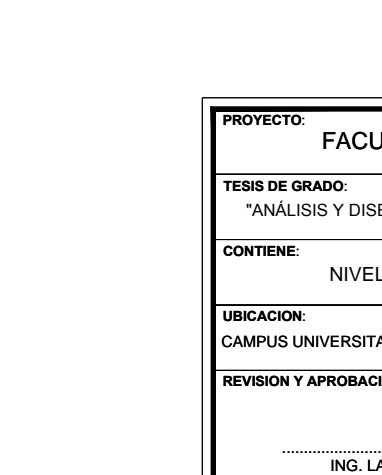
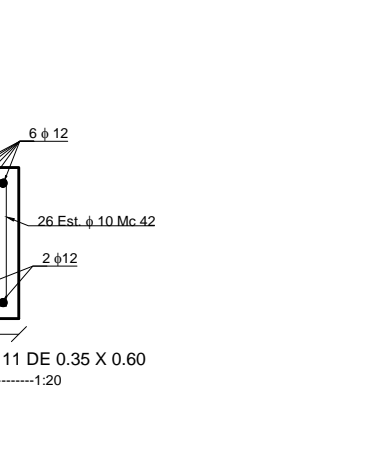
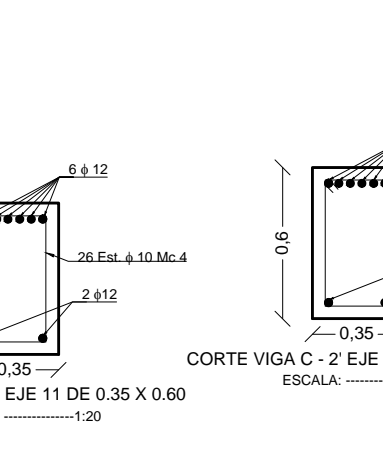
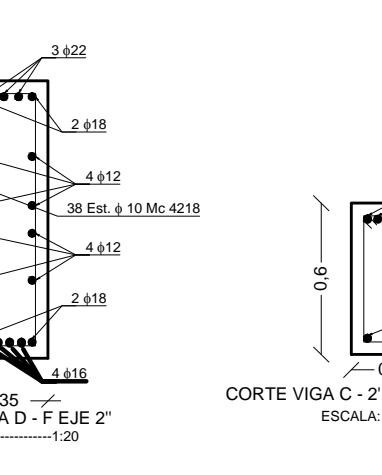
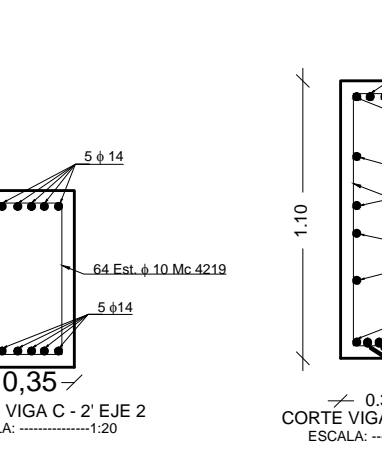
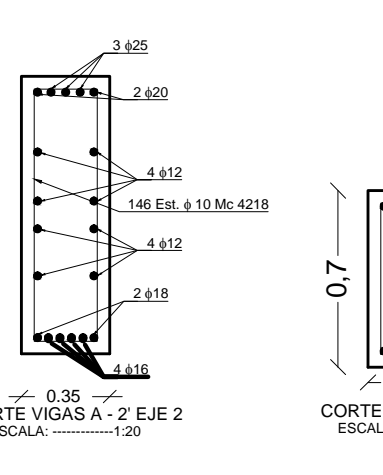
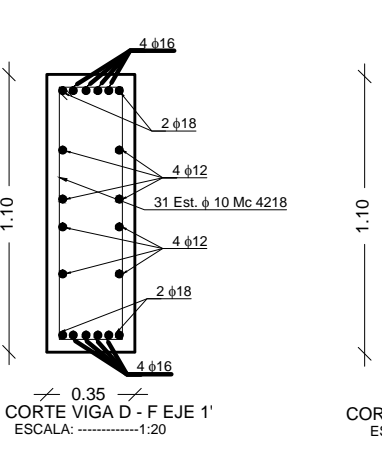
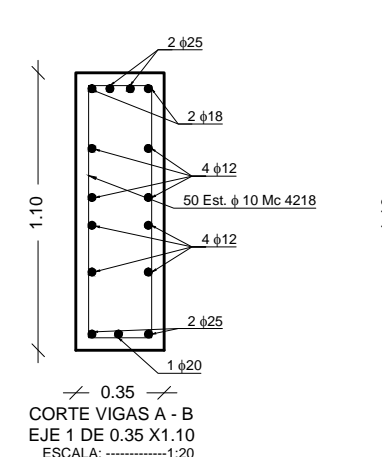
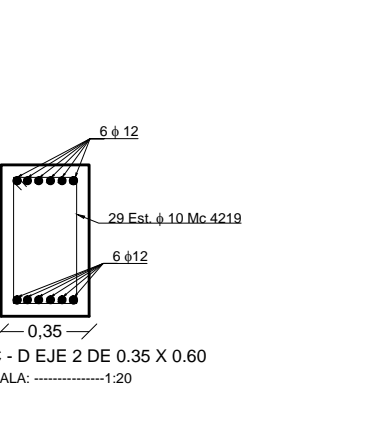
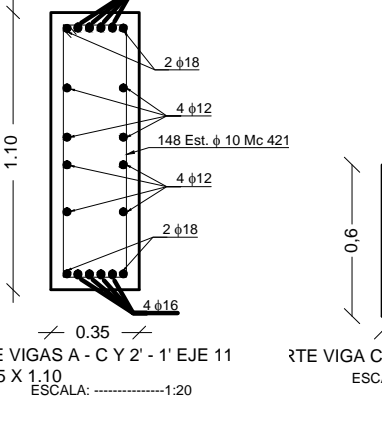
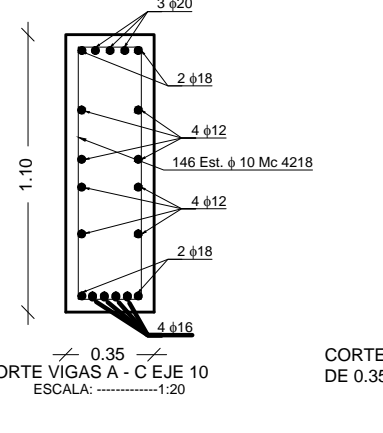
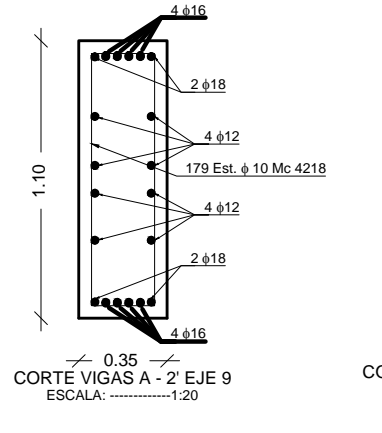
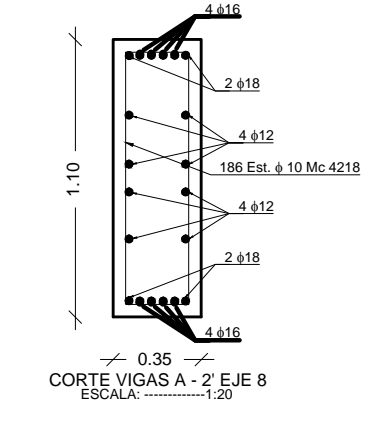
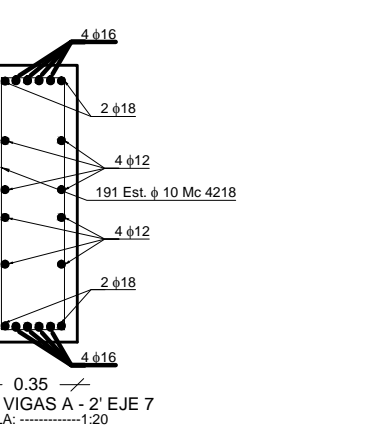
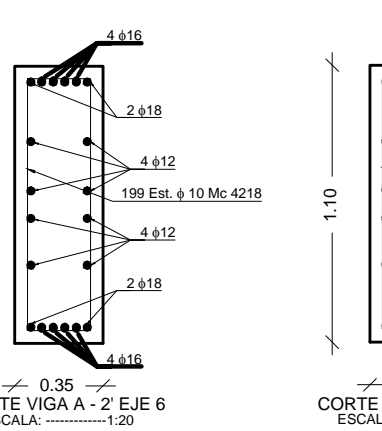
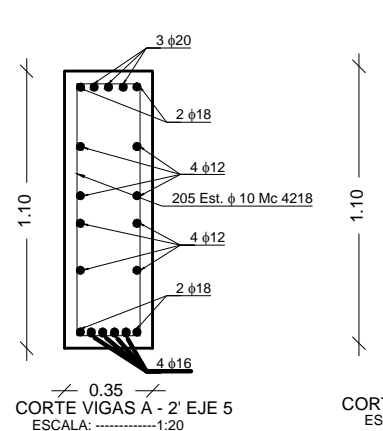
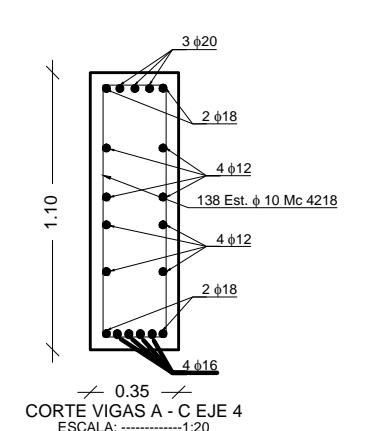
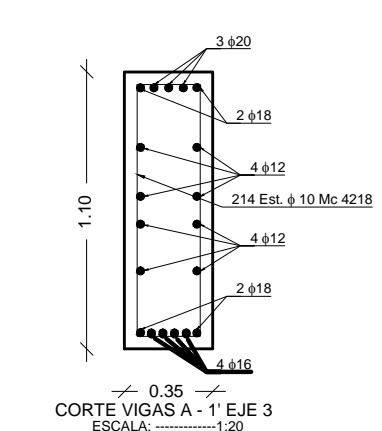
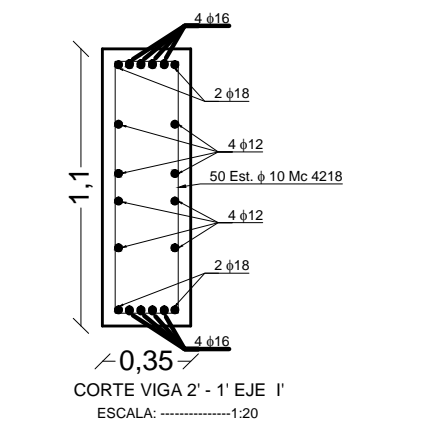
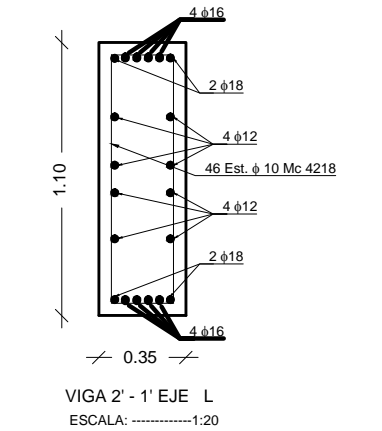
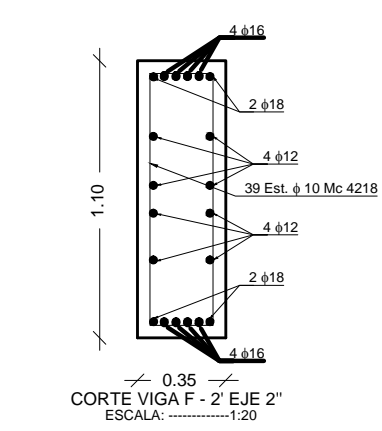
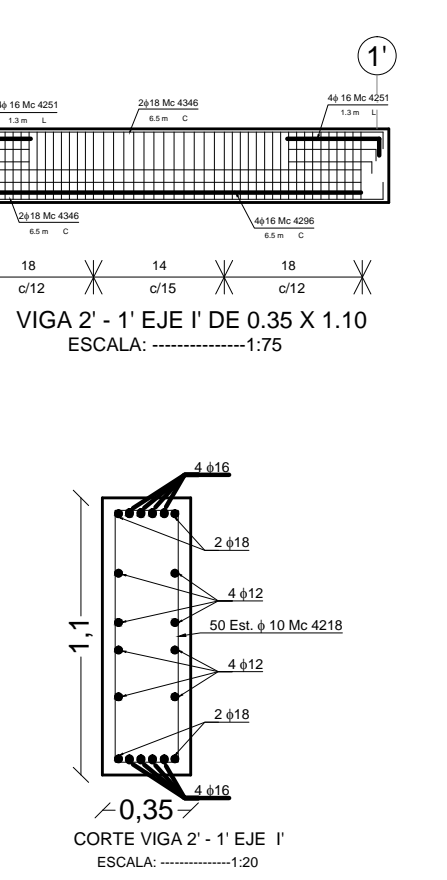
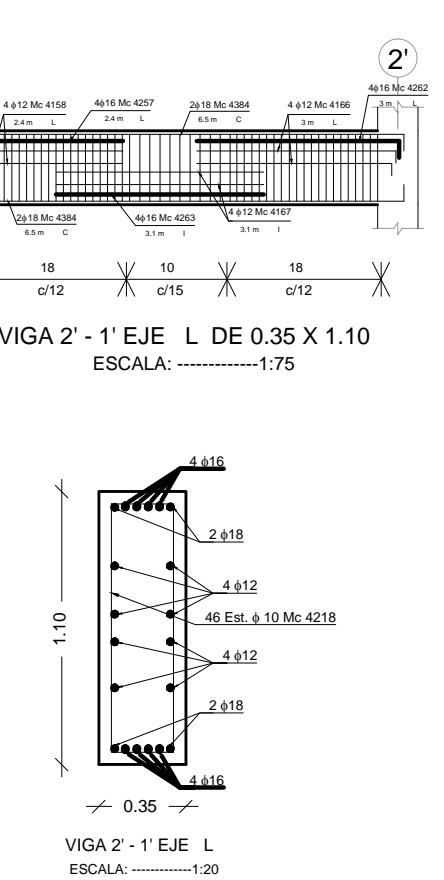
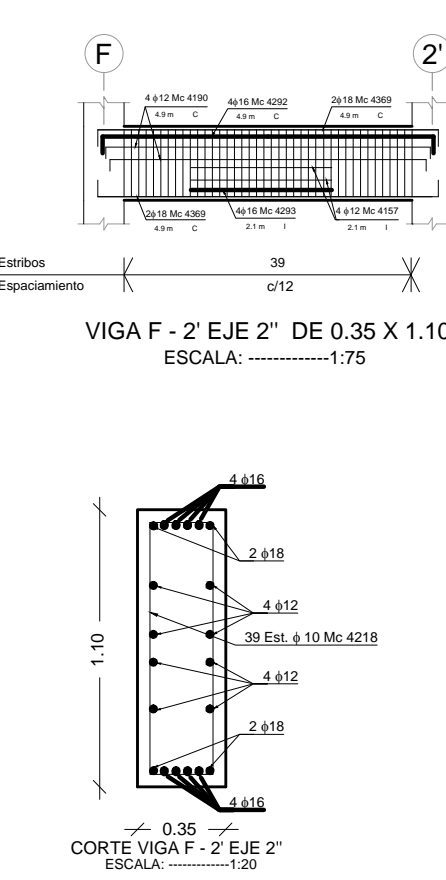
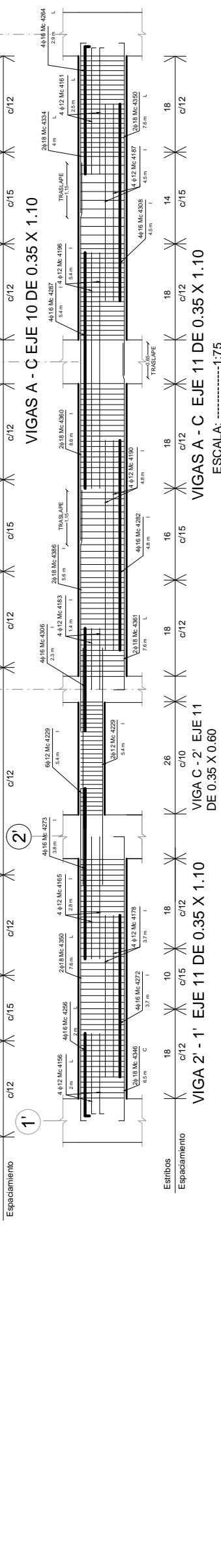
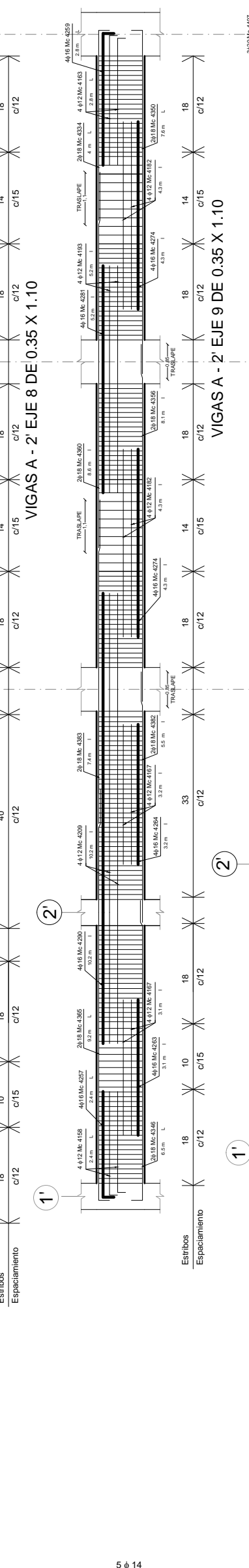
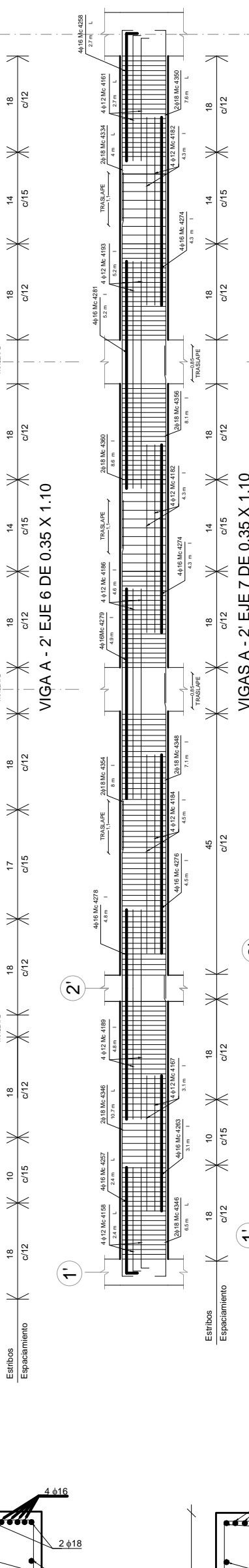
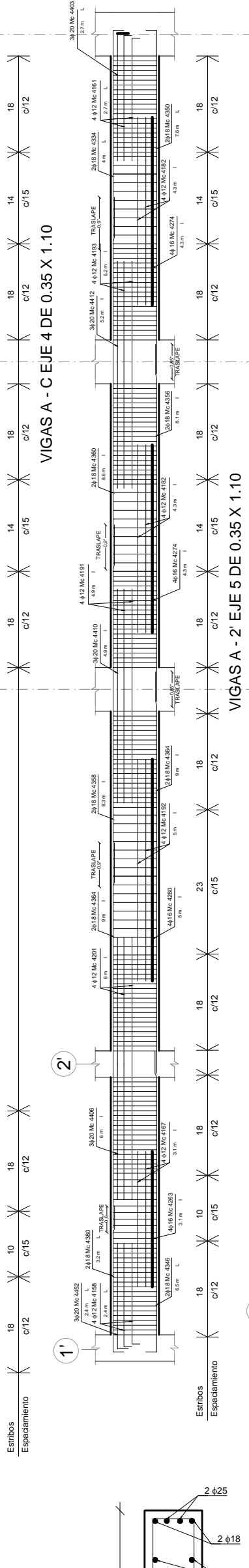
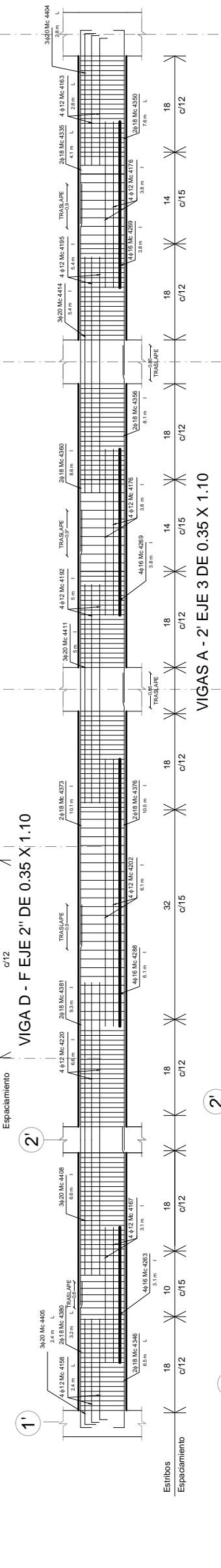
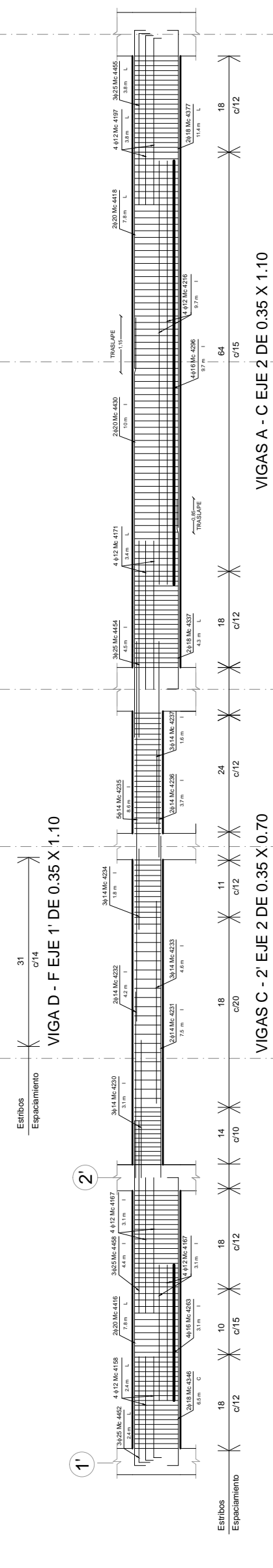
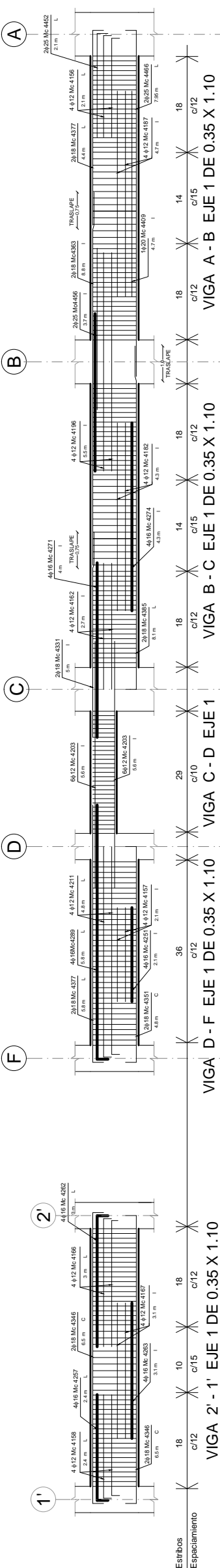
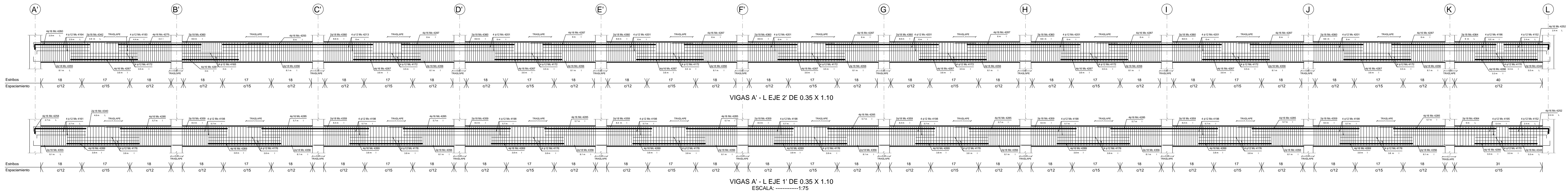
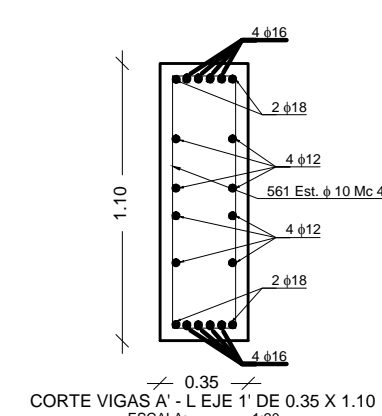
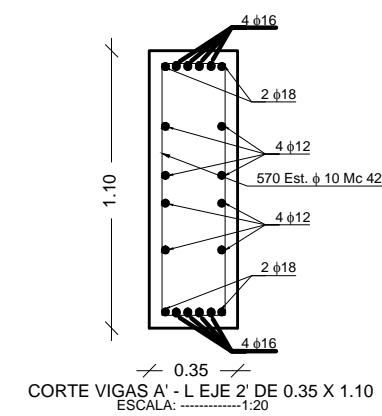
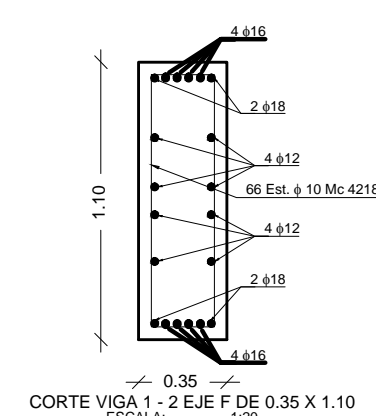
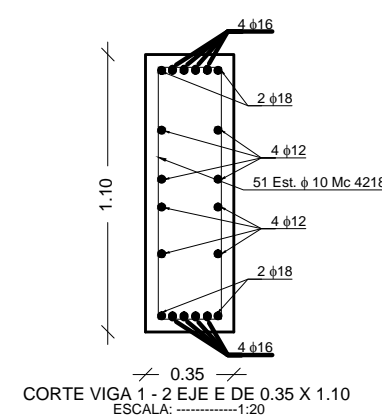
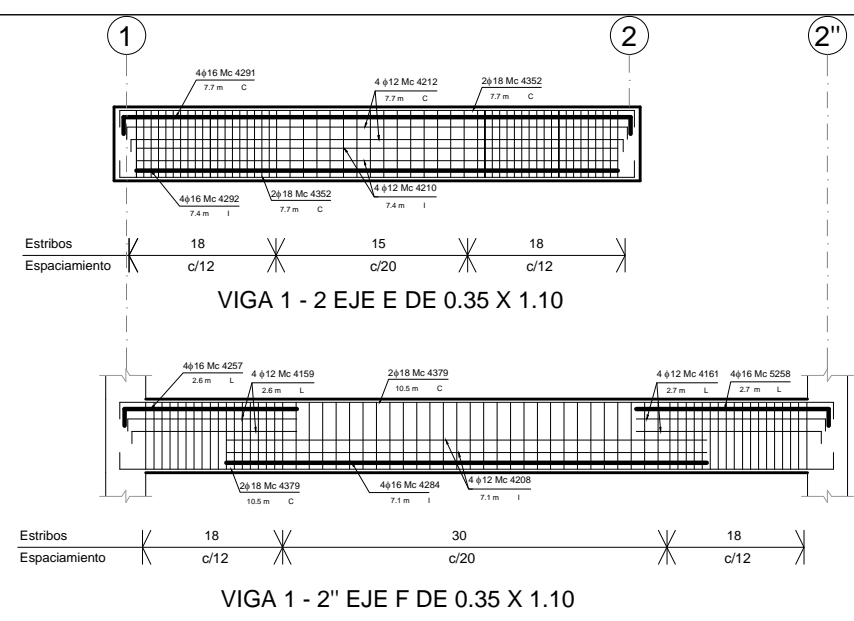




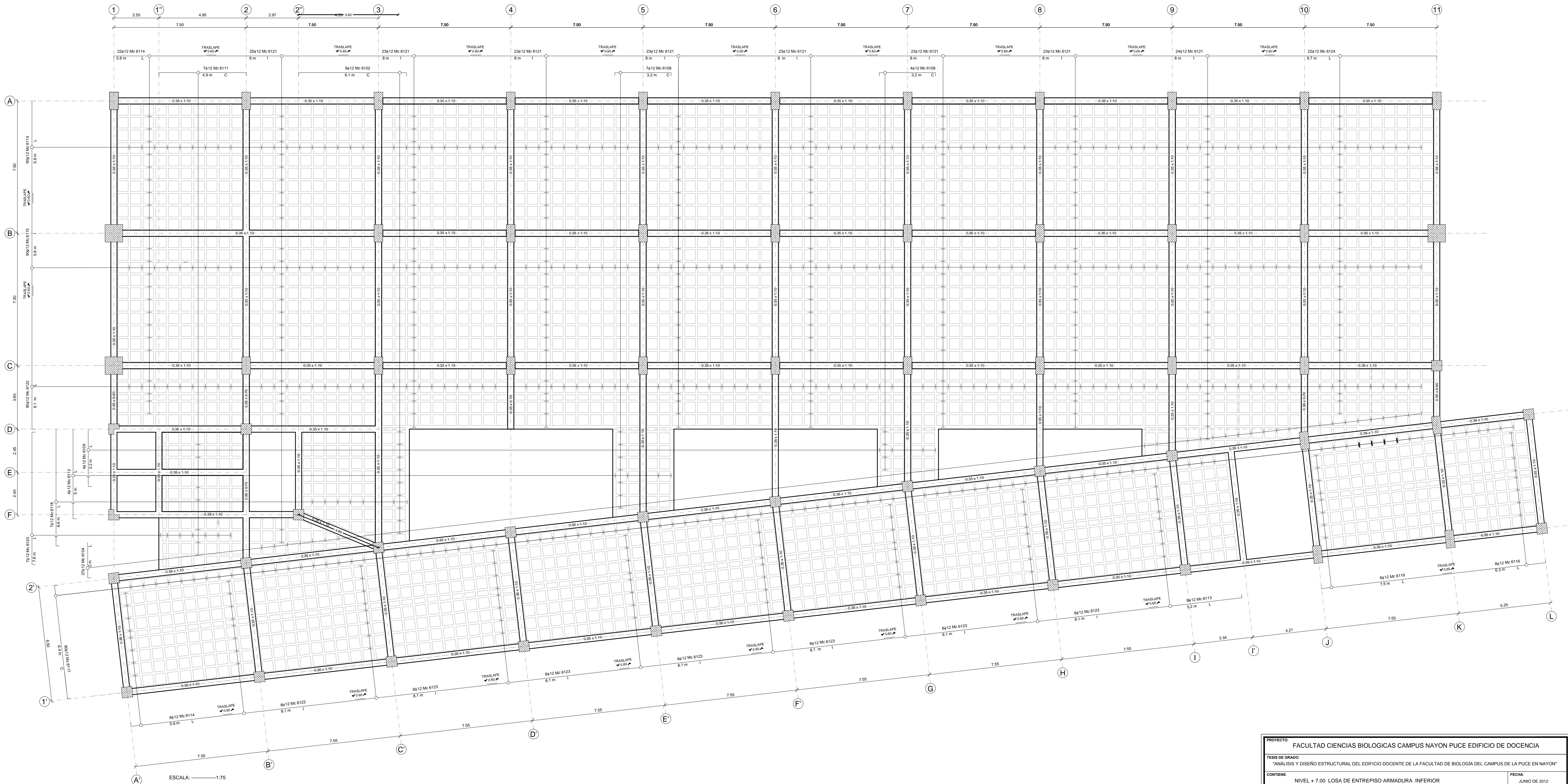
PROYECTO FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYON PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYON"			
CONTENIDO: NIVEL + 3.50 LOSA DE ENTREPISO ARMADURA SUPERIOR			FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACION: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYON		DISEÑO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS
REVISIÓN Y APROBACIÓN: <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div>..... ING. LAURO LARA</div> <div>..... PABLO ANDRÉS BORJA</div> </div>		CALCULO: <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div>.....</div> <div>.....</div> </div>	
		D-4	



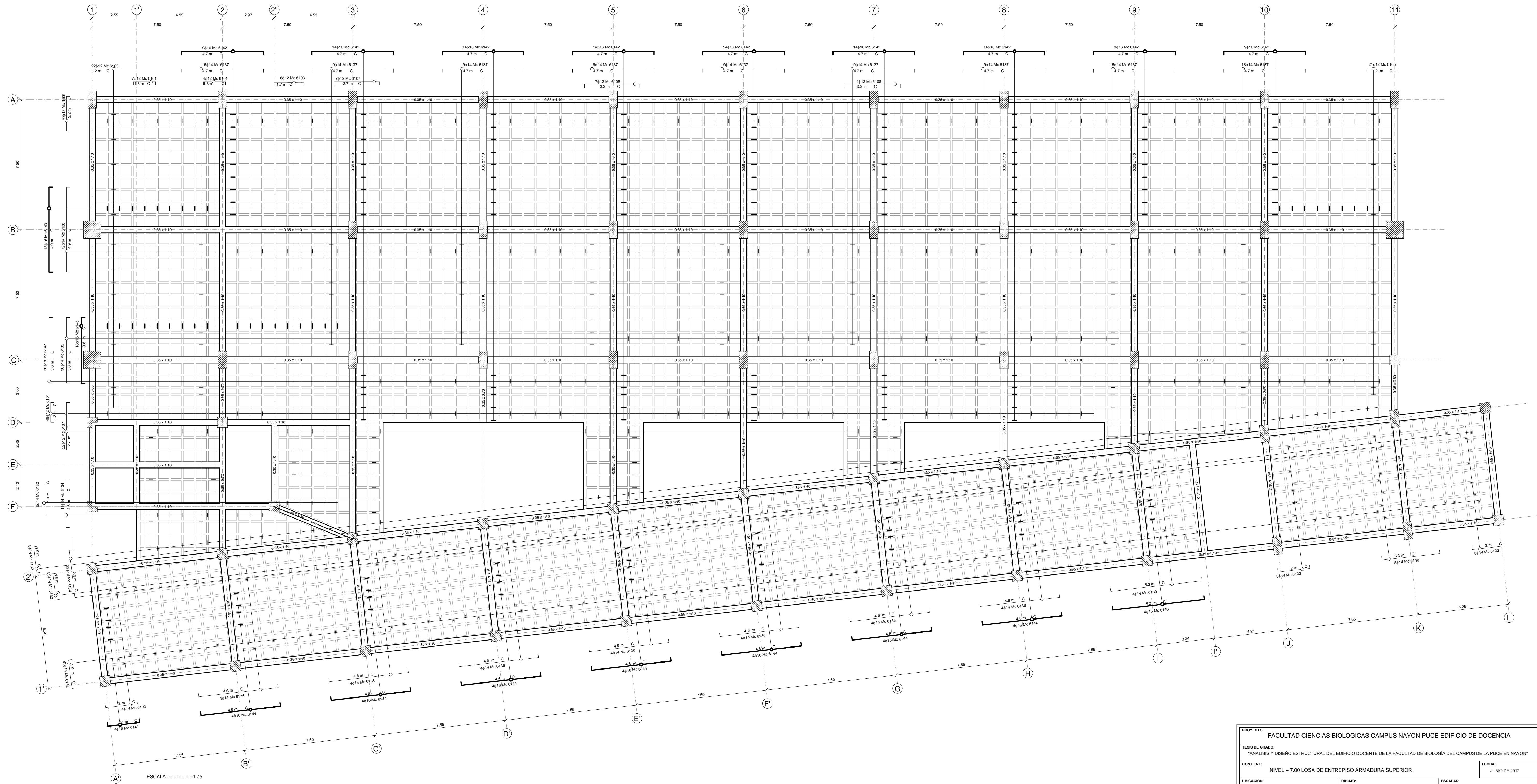
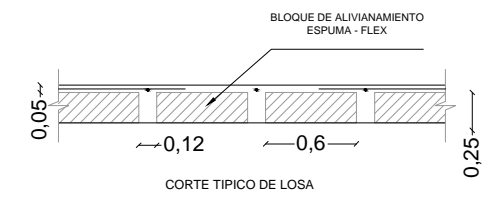
PROYECTO			
FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYON PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TEMA DE GRADO			
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLÓGIA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYON"			
CONTIENE			FECHA
NIVEL + 3.50 ARMADO DE VIGAS			JUNIO DE 2012
UBICACION:	DISEÑO:	ESCALAS:	INDICADAS
CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYON	EMERSON ARBOLEDA C.		
REVISIÓN Y APROBACIÓN:	CALCULO:	LÁMINA:	D-1
ING. LAURO LARA	PABLO ANDRÉS BORJA		



PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYON PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYON"			
CONTIENE: NIVEL + 3.50 ARMADO DE VIGAS		FECHA: JUNIO DE 2012	
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYON	DISEÑO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISIÓN Y APROBACIÓN: ING. LAURO LARA	CALCULO: PABLO ANDRÉS BORJA	LÁMINA: D-2	

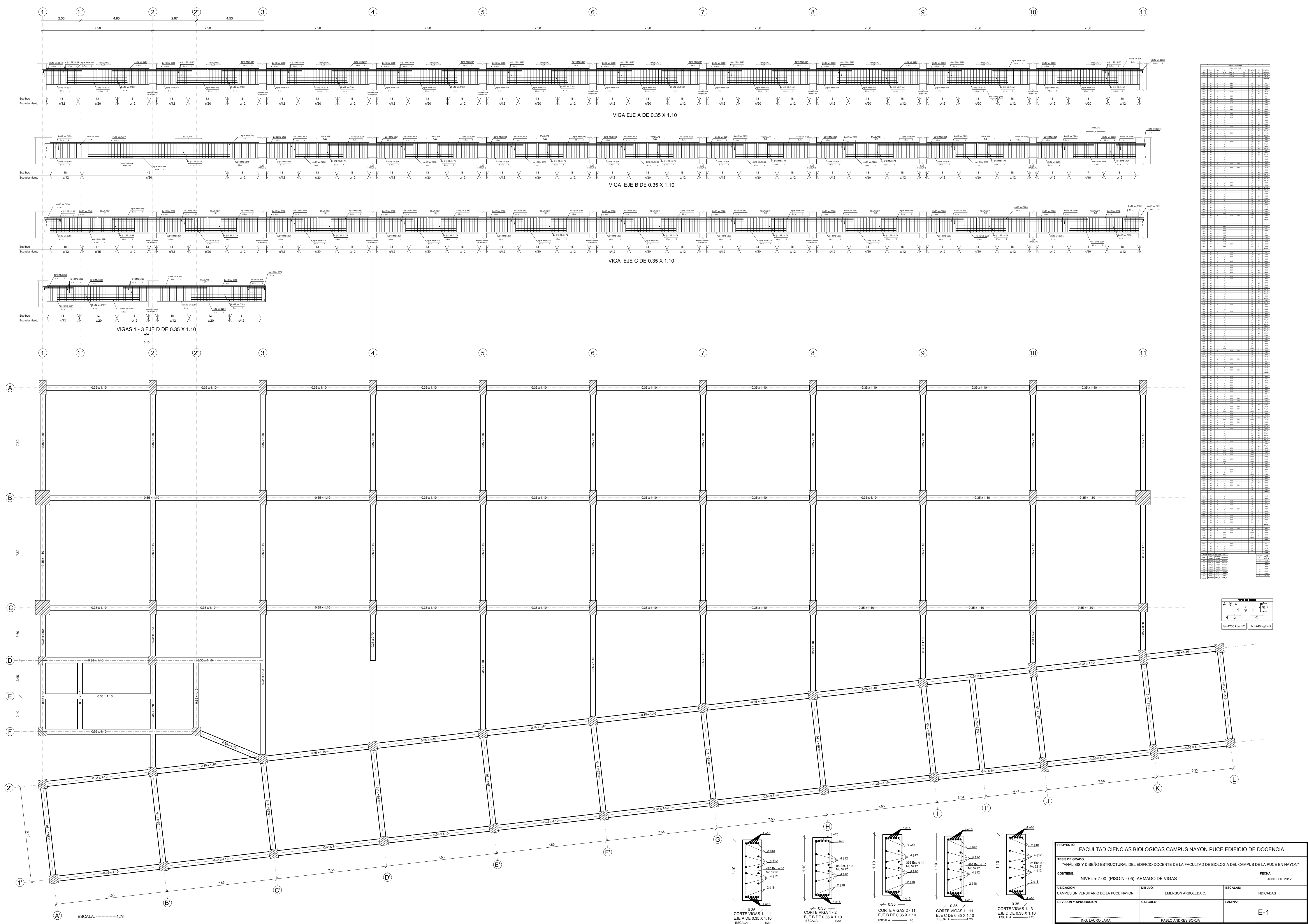


PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYON PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TÍTULO DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYON"			
CONTIENE: NIVEL + 7.00 LOSA DE ENTREPISO ARMADURA INFERIOR			FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE EN NAYON	DISEÑO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS:	INDICADAS
REVISIÓN Y APROBACIÓN:	CALCULO:	LÁMINA:	E-3
..... ING. LAURO LARA PABLO ANDRÉS BORJA		

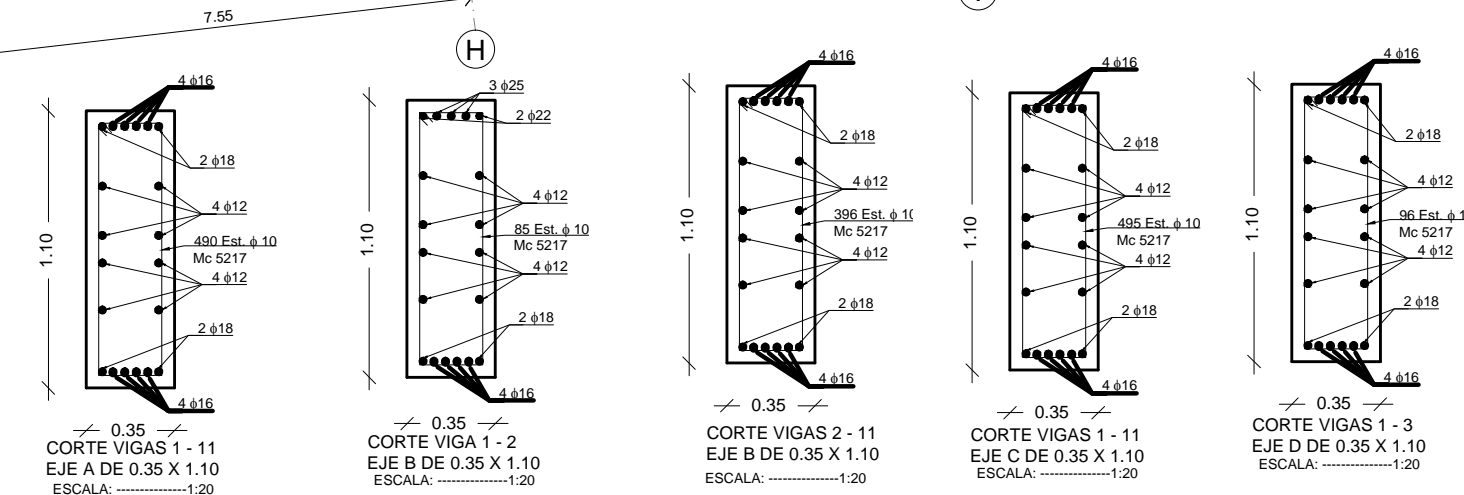
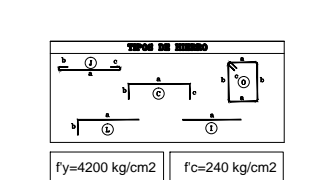


ESCALA:1:75

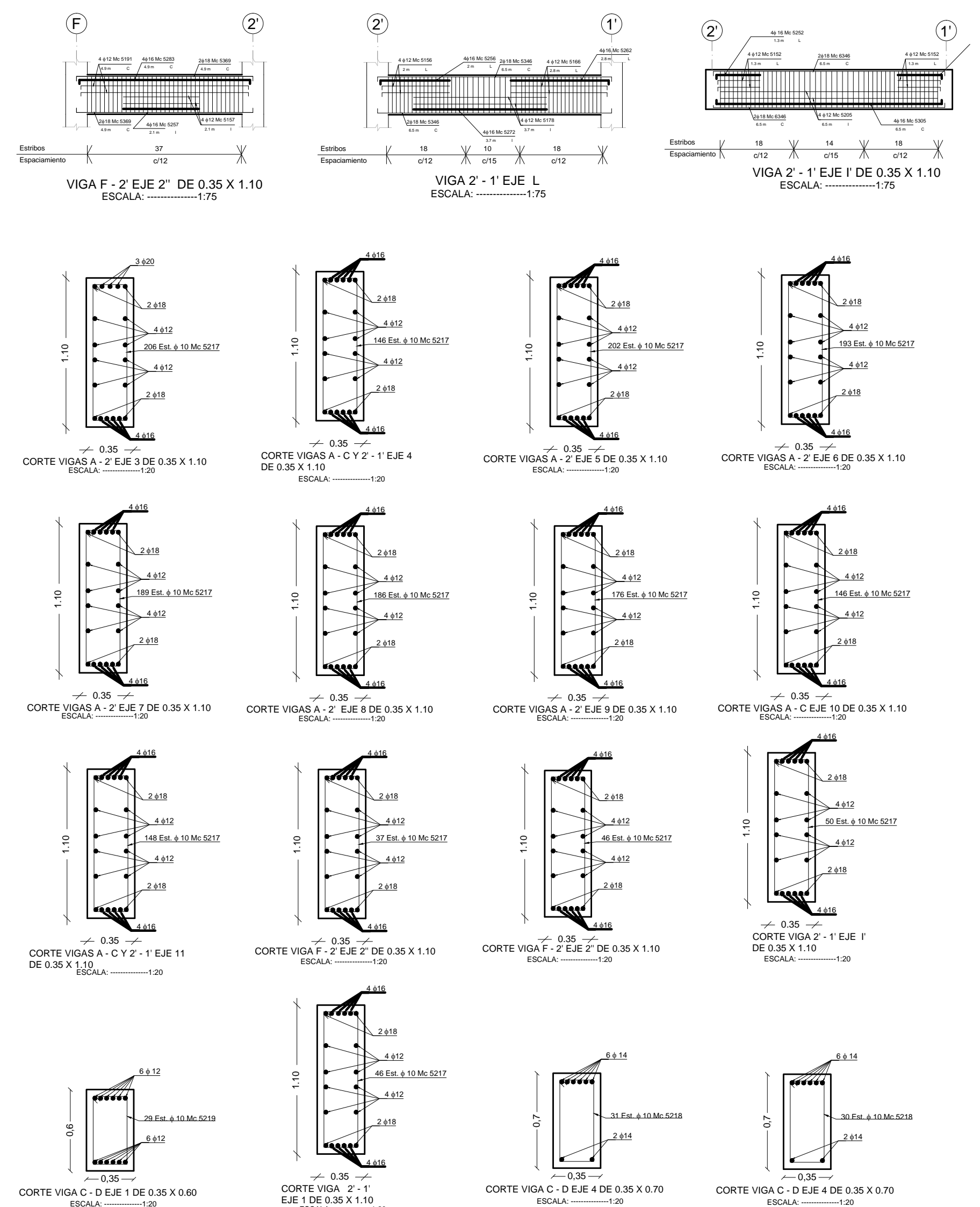
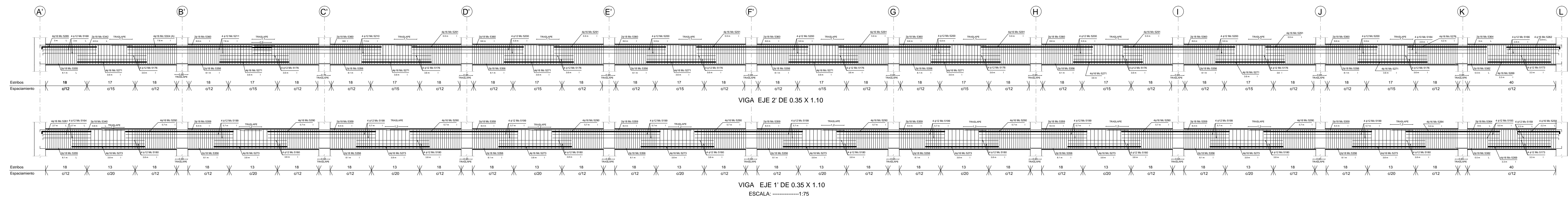
PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"			
CONTIENE: NIVEL + 7.00 LOSA DE ENTREPISO ARMADURA SUPERIOR			FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN	DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISIÓN Y APROBACIÓN:	CÁLULO:	LÁMINA:	
ING. LAURO LARA	PABLO ANDRÉS BORJA	E-4	



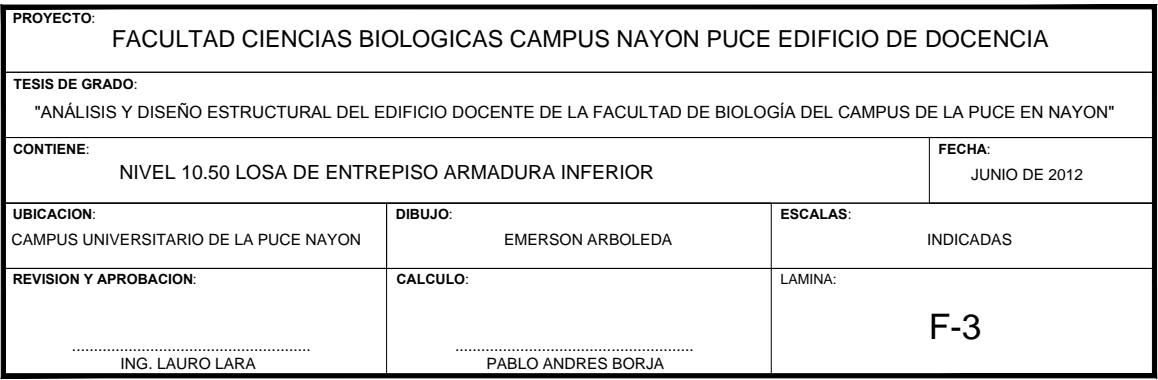
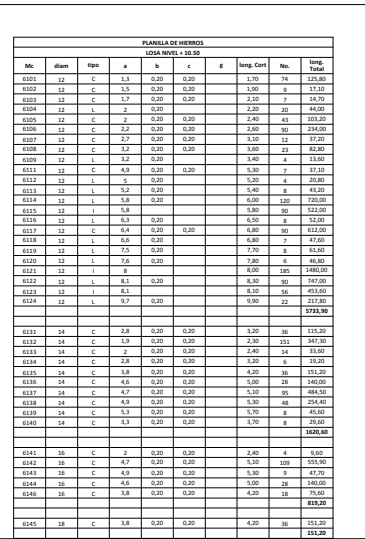
Cálculo de Vigas	
Columna	Viga
1	1
1	2
1	3
1	4
1	5
1	6
1	7
1	8
1	9
1	10
1	11
1	12
1	13
1	14
1	15
1	16
1	17
1	18
1	19
1	20
1	21
1	22
1	23
1	24
1	25
1	26
1	27
1	28
1	29
1	30
1	31
1	32
1	33
1	34
1	35
1	36
1	37
1	38
1	39
1	40
1	41
1	42
1	43
1	44
1	45
1	46
1	47
1	48
1	49
1	50
1	51
1	52
1	53
1	54
1	55
1	56
1	57
1	58
1	59
1	60
1	61
1	62
1	63
1	64
1	65
1	66
1	67
1	68
1	69
1	70
1	71
1	72
1	73
1	74
1	75
1	76
1	77
1	78
1	79
1	80
1	81
1	82
1	83
1	84
1	85
1	86
1	87
1	88
1	89
1	90
1	91
1	92
1	93
1	94
1	95
1	96
1	97
1	98
1	99
1	100

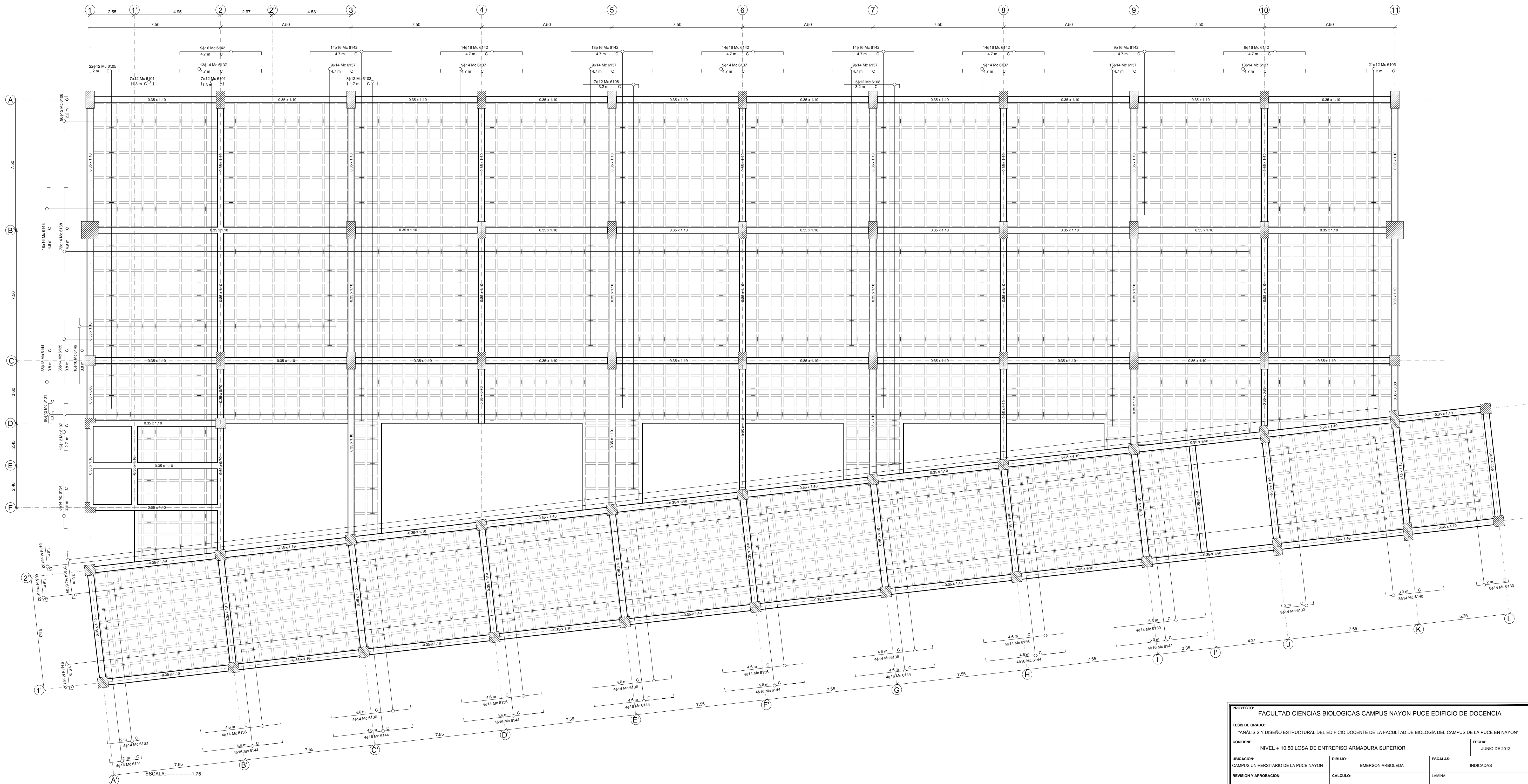
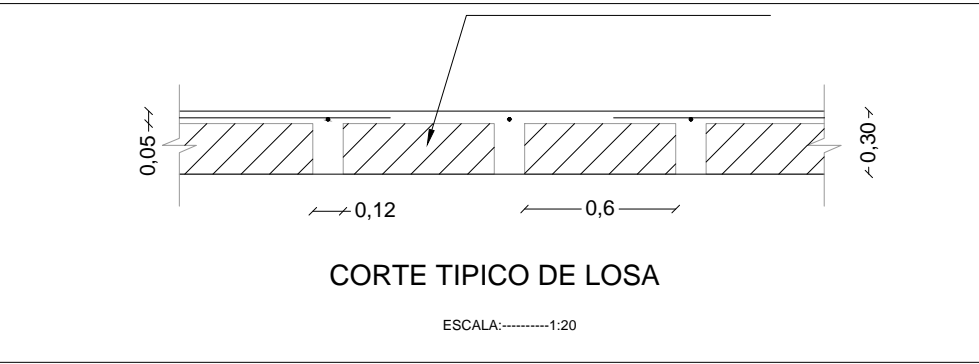


PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA		
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"		
CONTIENE: NIVEL + 7.00 (PISO N. - 05) ARMADO DE VIGAS		FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN	DISEÑO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS
REVISIÓN Y APROBACIÓN: ING. LAURO LARA	CALCULO: PABLO ANDRÉS BORJA	LÁMINA: E-1

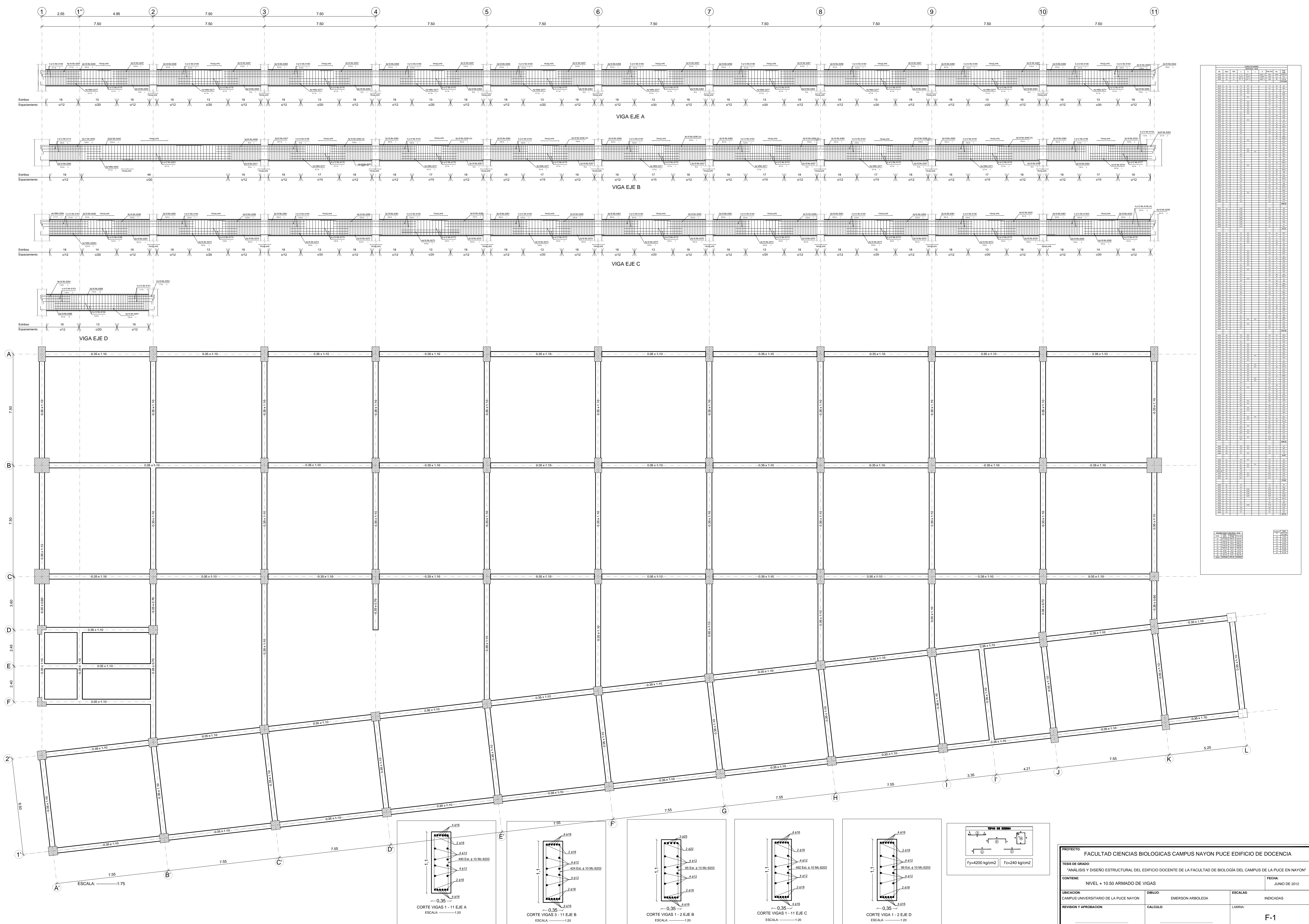


PROYECTO FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"			
CONTIENE NIVEL + 7.00 (PISO N- 05) ARMADO DE VIGAS			FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACION CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN	DISEÑO EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS	INDICADAS
REVISION Y APROBACION	CALCULO	LAMINA:	E-2
_____ ING. LAURO LARA	_____ PABLO ANDRES BORJA		





PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLÓGIA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"			
CONTIENE: NIVEL + 10.50 LOSA DE ENTREPISO ARMADURA SUPERIOR			FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN	DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA	ESCALAS: INDICADAS	
REVISIÓN Y APROBACIÓN:	CÁLULO:	LÁMINA:	F-4
ING. LAURO LARA	PABLO ANDRÉS BORJA		



REVISIÓN	
Nº	FECHA
1	2012-06-01
2	2012-06-01
3	2012-06-01
4	2012-06-01
5	2012-06-01
6	2012-06-01
7	2012-06-01
8	2012-06-01
9	2012-06-01
10	2012-06-01
11	2012-06-01
12	2012-06-01
13	2012-06-01
14	2012-06-01
15	2012-06-01
16	2012-06-01
17	2012-06-01
18	2012-06-01
19	2012-06-01
20	2012-06-01
21	2012-06-01
22	2012-06-01
23	2012-06-01
24	2012-06-01
25	2012-06-01
26	2012-06-01
27	2012-06-01
28	2012-06-01
29	2012-06-01
30	2012-06-01
31	2012-06-01
32	2012-06-01
33	2012-06-01
34	2012-06-01
35	2012-06-01
36	2012-06-01
37	2012-06-01
38	2012-06-01
39	2012-06-01
40	2012-06-01
41	2012-06-01
42	2012-06-01
43	2012-06-01
44	2012-06-01
45	2012-06-01
46	2012-06-01
47	2012-06-01
48	2012-06-01
49	2012-06-01
50	2012-06-01
51	2012-06-01
52	2012-06-01
53	2012-06-01
54	2012-06-01
55	2012-06-01
56	2012-06-01
57	2012-06-01
58	2012-06-01
59	2012-06-01
60	2012-06-01
61	2012-06-01
62	2012-06-01
63	2012-06-01
64	2012-06-01
65	2012-06-01
66	2012-06-01
67	2012-06-01
68	2012-06-01
69	2012-06-01
70	2012-06-01
71	2012-06-01
72	2012-06-01
73	2012-06-01
74	2012-06-01
75	2012-06-01
76	2012-06-01
77	2012-06-01
78	2012-06-01
79	2012-06-01
80	2012-06-01
81	2012-06-01
82	2012-06-01
83	2012-06-01
84	2012-06-01
85	2012-06-01
86	2012-06-01
87	2012-06-01
88	2012-06-01
89	2012-06-01
90	2012-06-01
91	2012-06-01
92	2012-06-01
93	2012-06-01
94	2012-06-01
95	2012-06-01
96	2012-06-01
97	2012-06-01
98	2012-06-01
99	2012-06-01
100	2012-06-01

PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA

TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"

CONTIENE: NIVEL + 10.50 ARMADO DE VIGAS

FECHA: JUNIO DE 2012

UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN

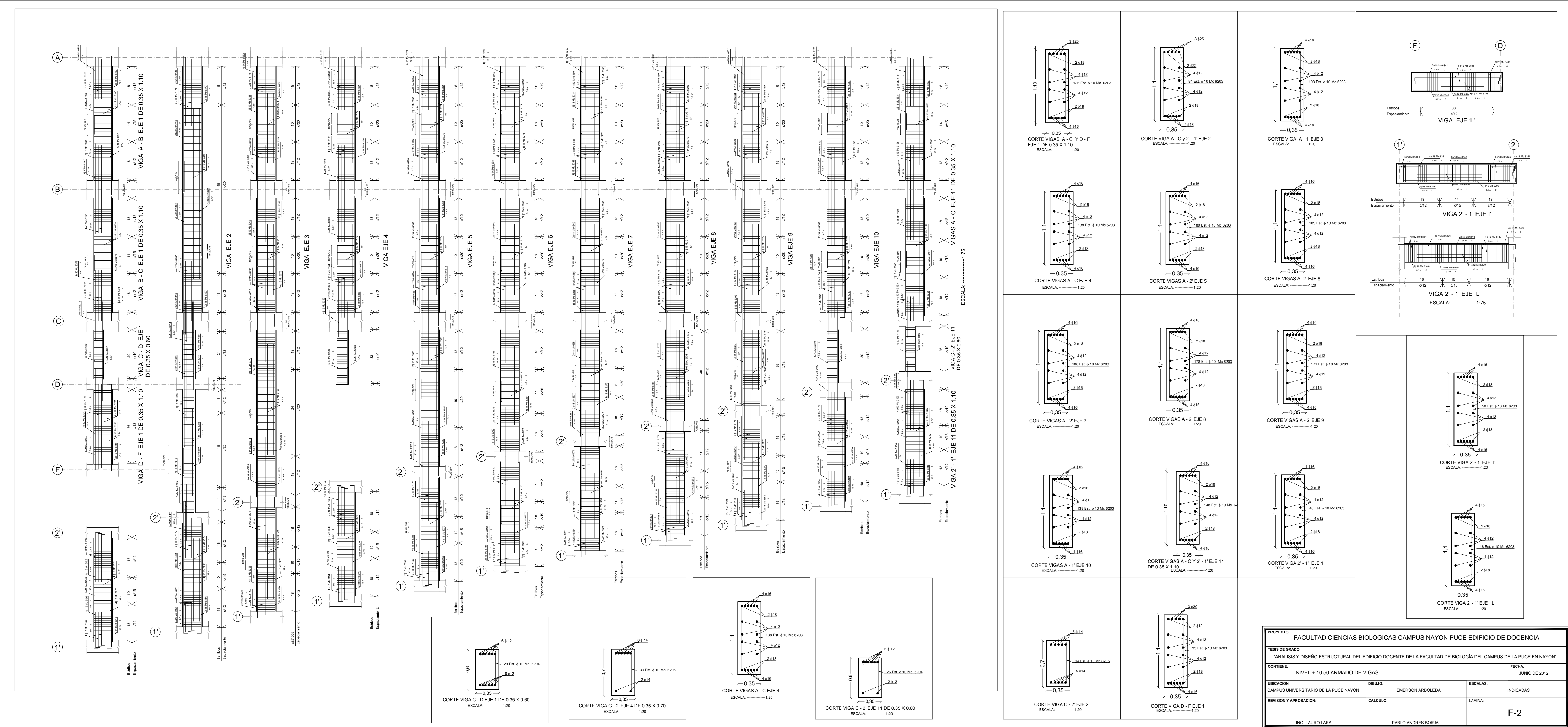
DISEÑO: EMERSON ARBOLEDA

ESCALAS: INDICADAS

REVISIÓN Y APROBACIÓN: ING. LAURO LARA

CALCULO: PABLO ANDRÉS BORJA

LÁMINA: F-1



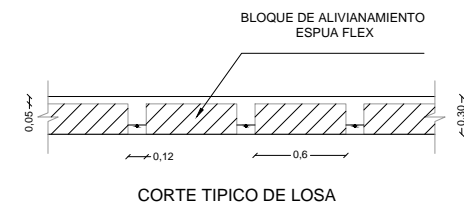
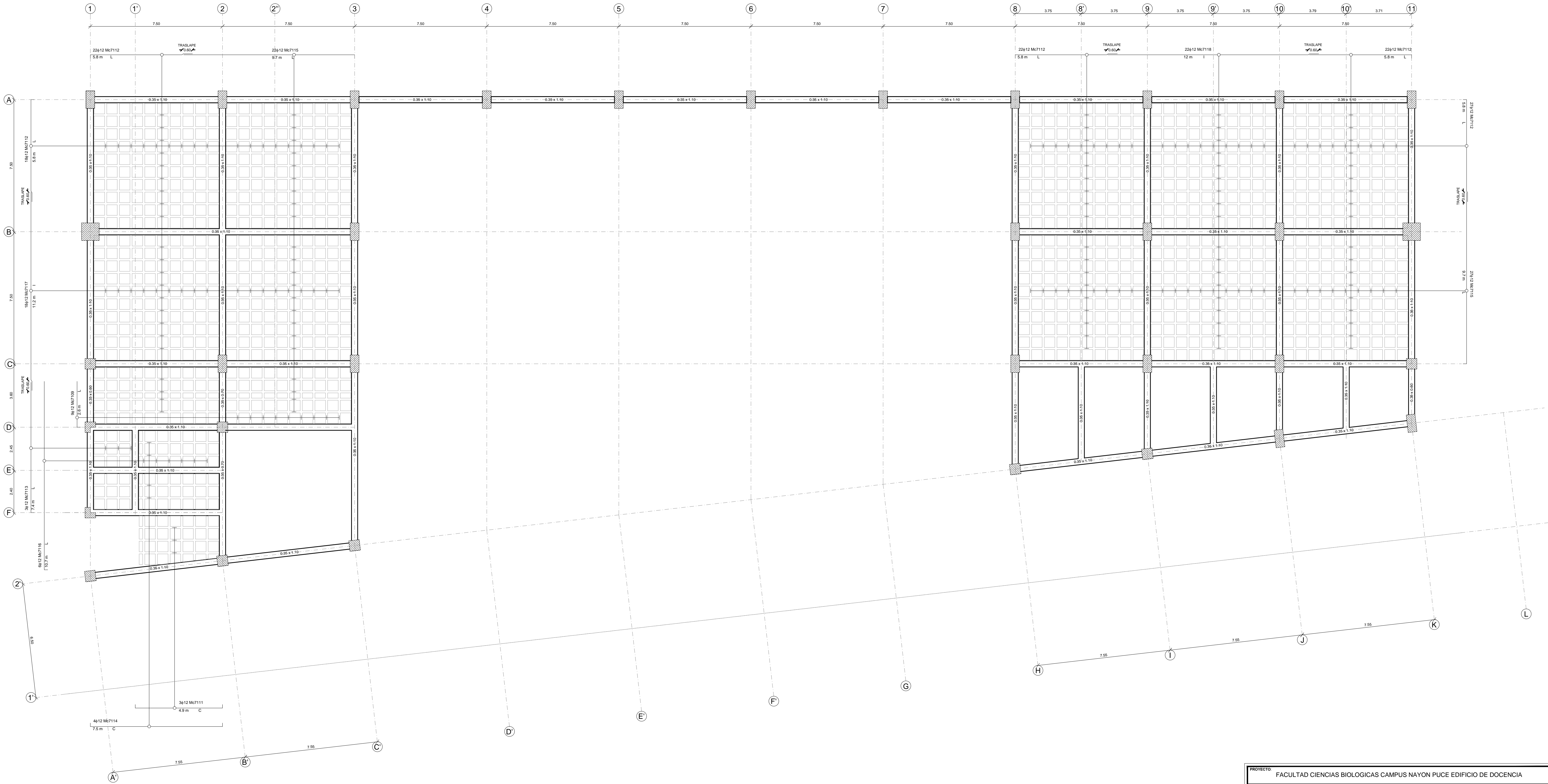
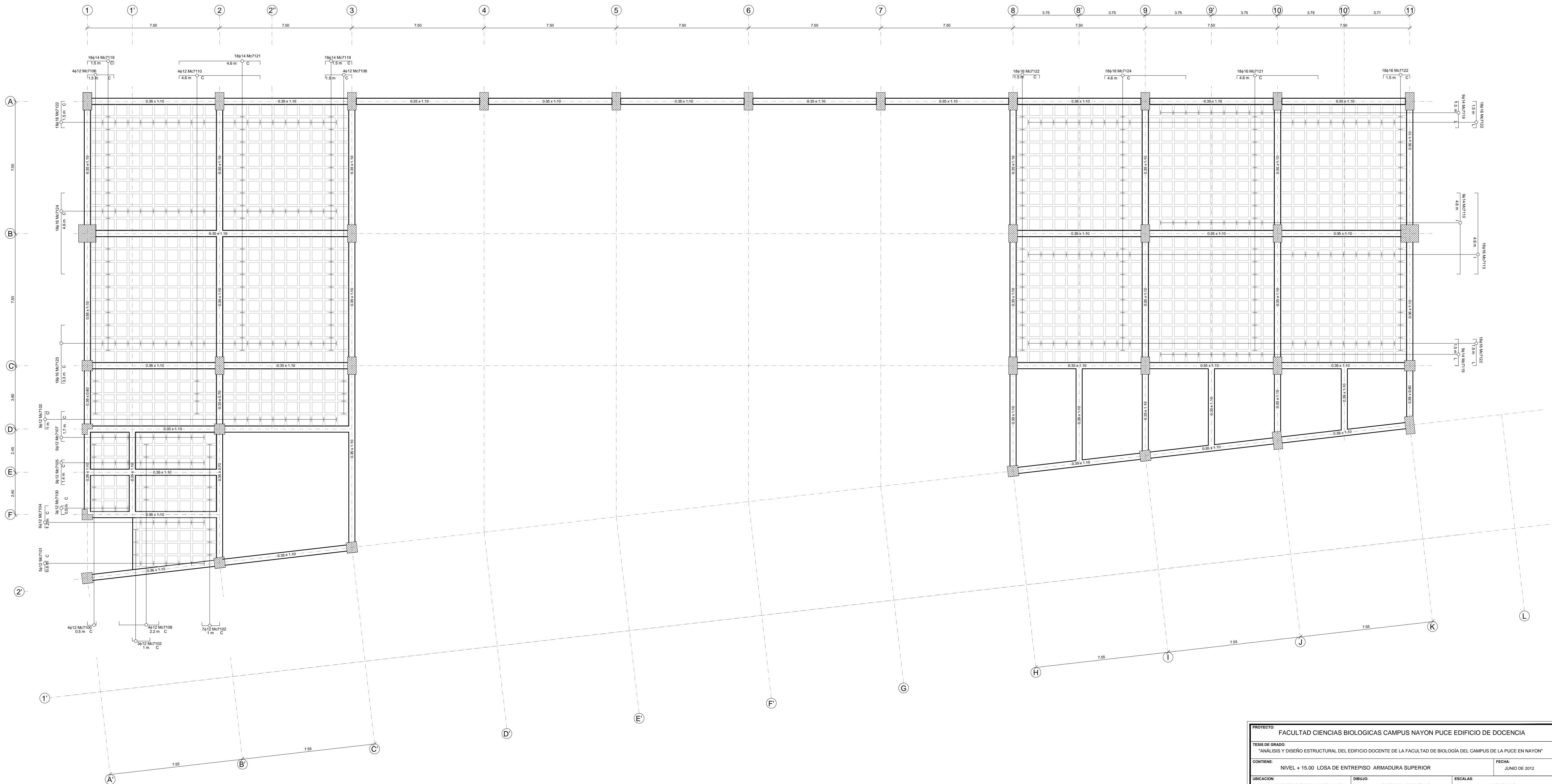
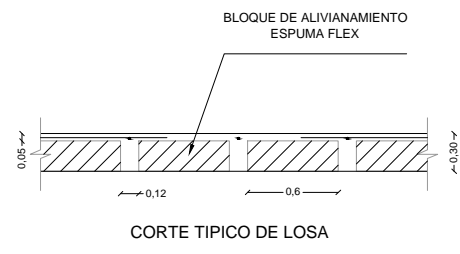


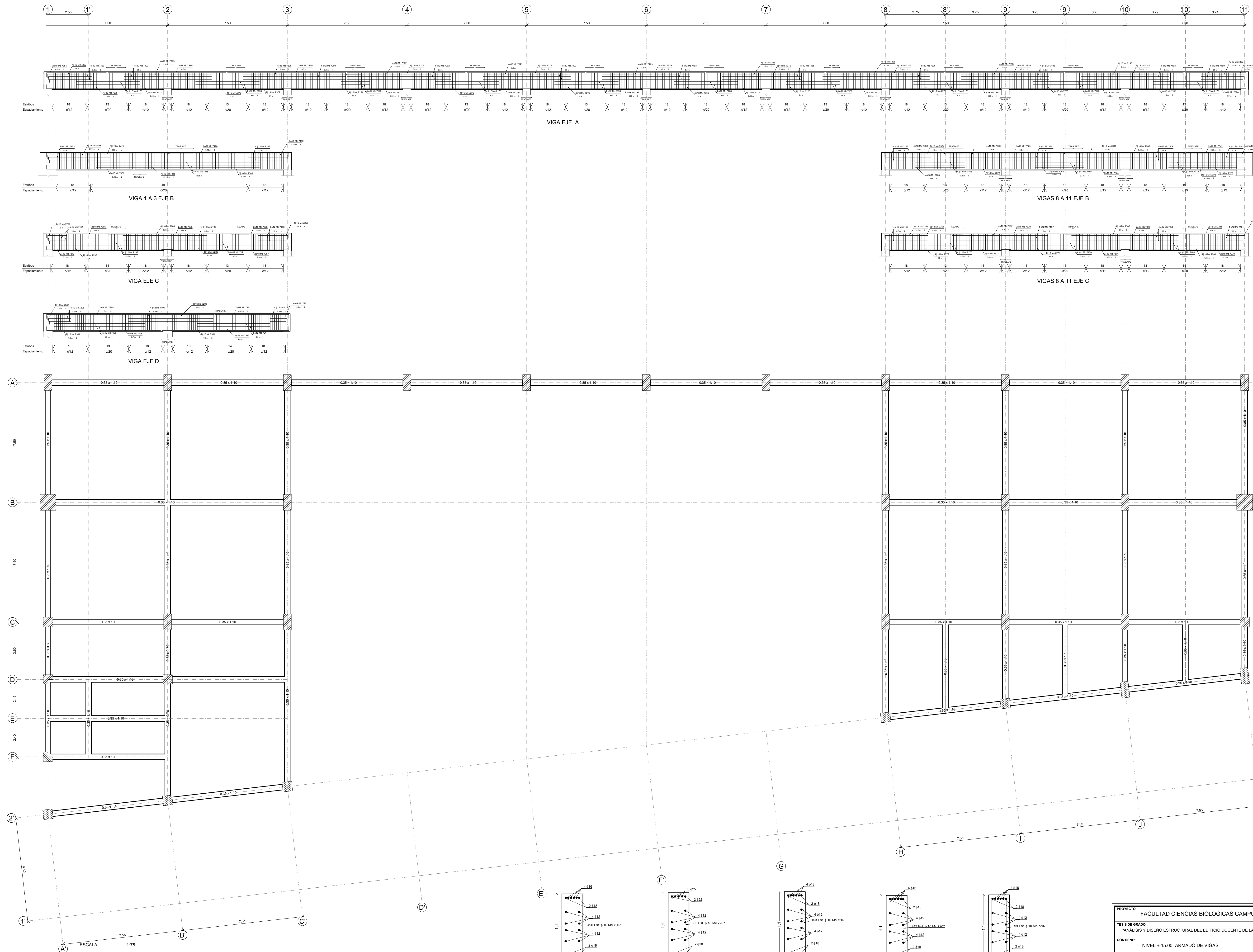
TABLA DE CANTIDADES									
NIVEL + 15.00									
NO.	DESC.	UNID.	CANT.	UNID.	CANT.	UNID.	CANT.	UNID.	CANT.
101	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
102	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
103	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
104	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
105	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
106	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
107	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
108	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
109	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
110	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
111	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
112	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
113	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
114	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
115	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
116	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
117	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
118	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
119	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
120	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
121	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
122	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
123	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
124	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
125	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
126	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
127	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
128	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
129	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
130	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
131	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
132	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
133	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
134	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
135	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
136	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
137	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
138	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
139	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
140	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
141	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
142	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
143	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
144	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
145	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
146	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
147	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
148	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
149	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
150	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
151	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
152	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
153	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
154	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
155	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
156	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
157	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
158	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
159	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
160	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
161	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
162	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
163	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
164	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
165	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
166	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
167	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
168	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
169	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
170	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
171	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
172	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
173	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
174	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
175	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
176	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
177	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
178	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
179	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
180	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
181	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
182	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
183	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
184	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
185	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
186	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
187	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
188	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
189	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
190	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
191	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
192	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
193	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
194	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
195	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
196	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
197	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
198	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
199	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
200	1.0	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0



PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"			
CONTIENE: NIVEL + 15.00 LOSA DE ENTREPISO ARMADURA INFERIOR			FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN	DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISIÓN Y APROBACIÓN: ING. LAURO LARA	CÁLULO: PABLO ANDRÉS BORJA	LÁMINA: G-3	



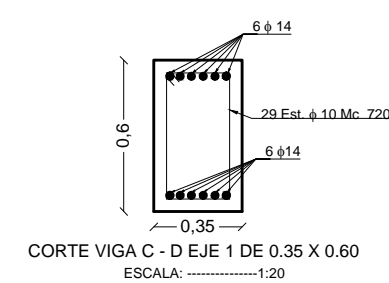
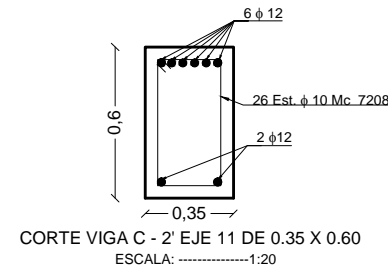
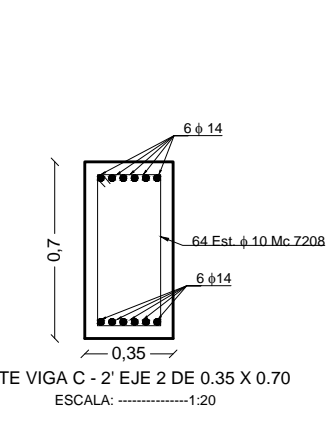
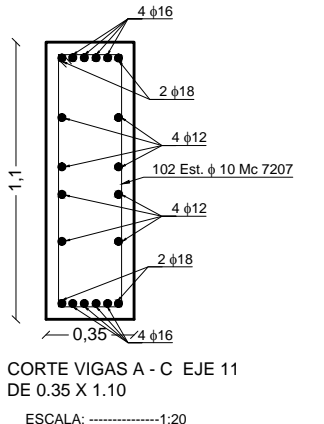
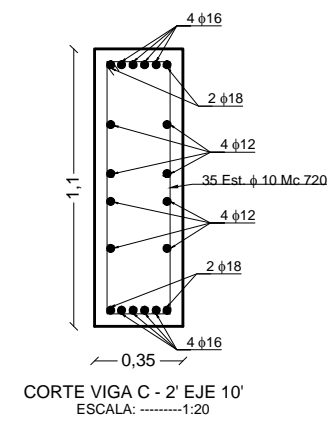
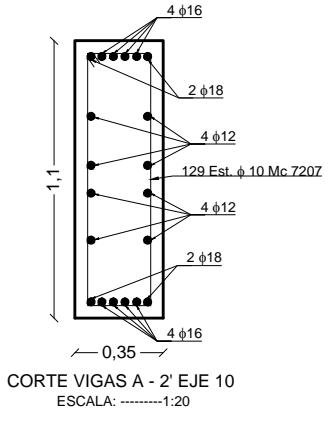
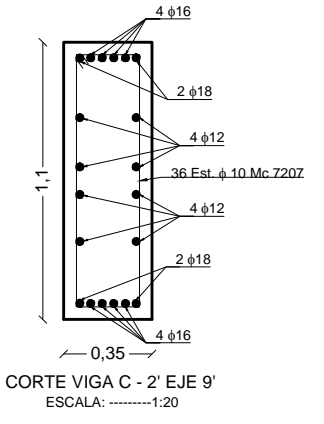
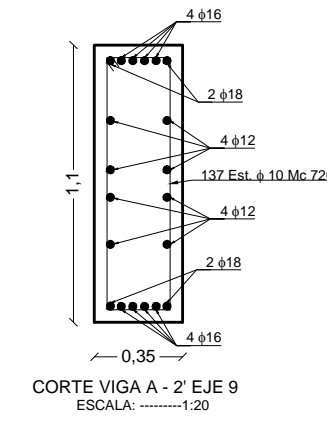
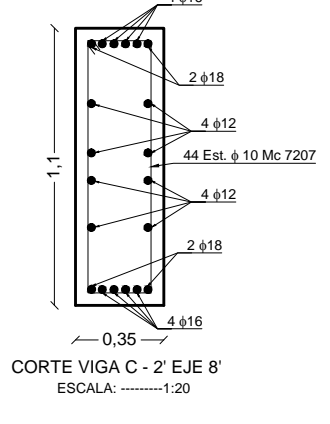
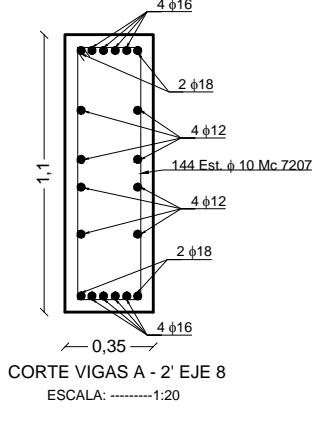
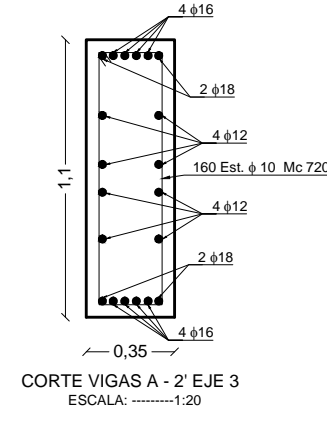
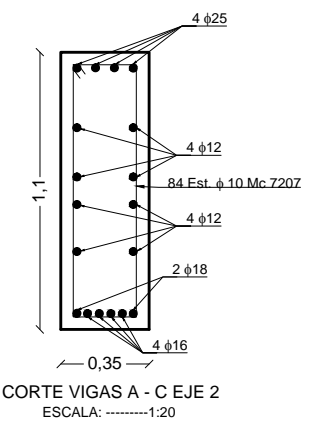
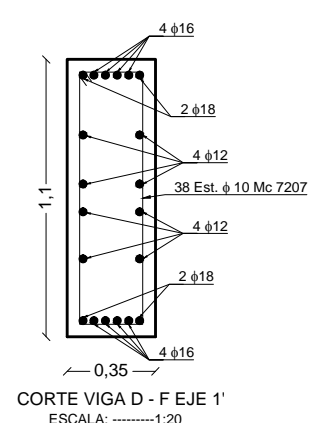
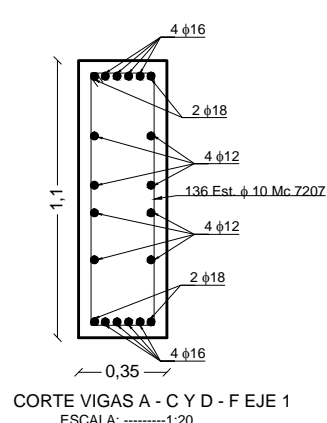
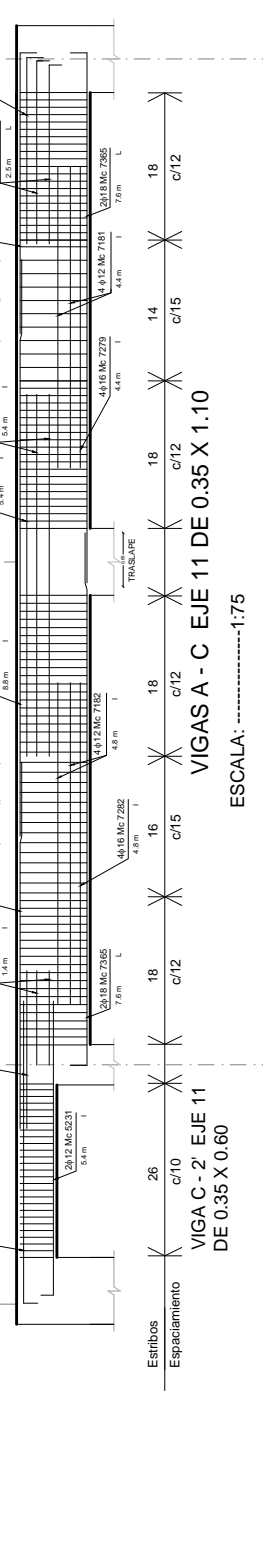
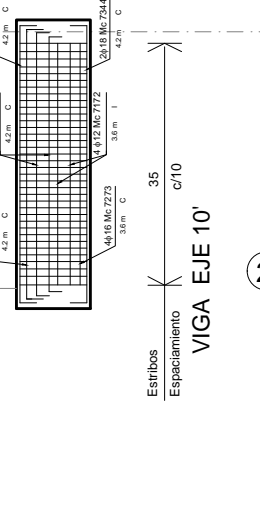
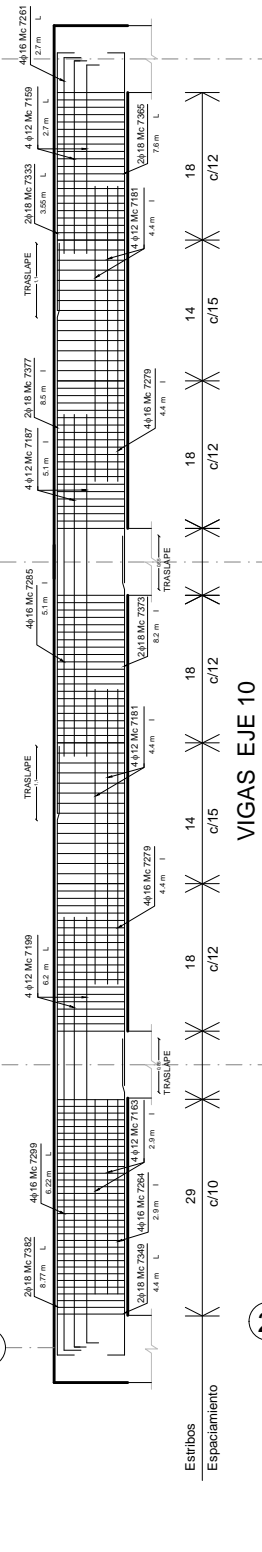
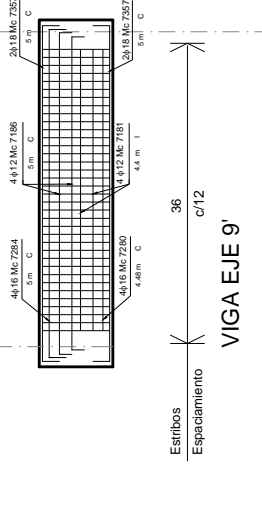
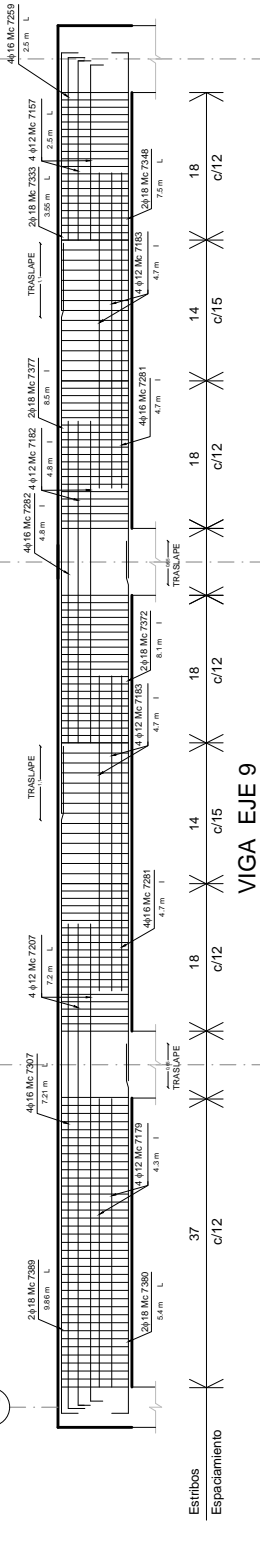
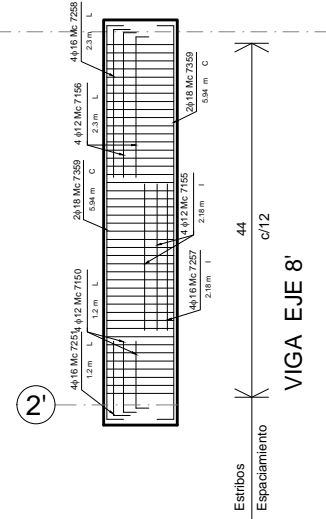
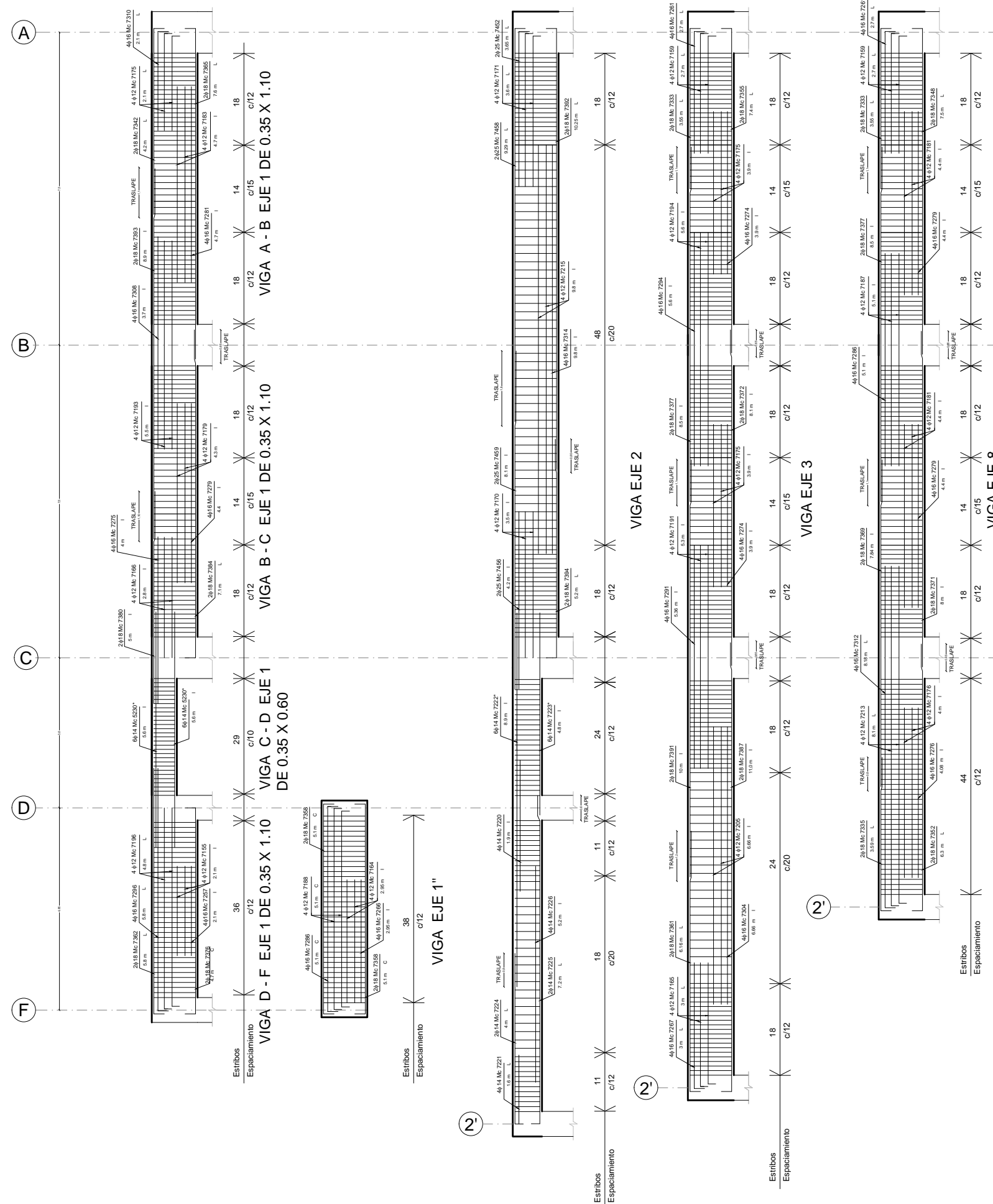
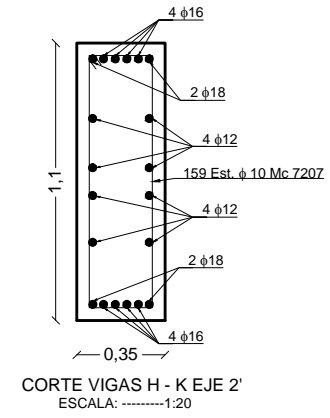
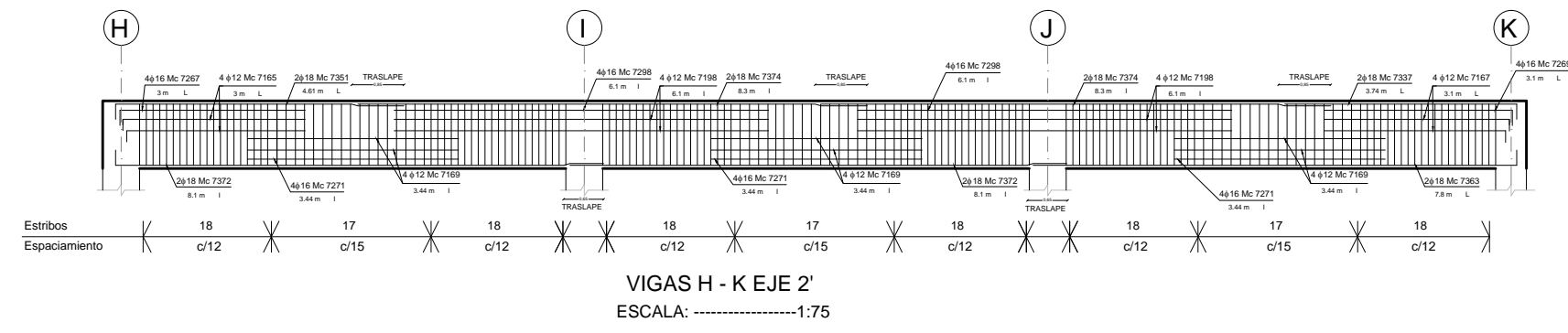
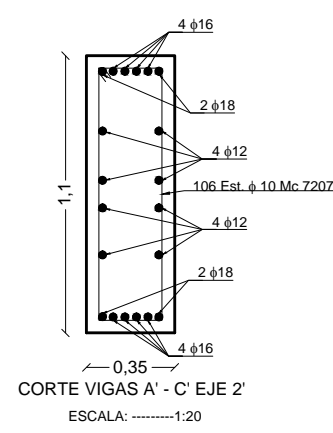
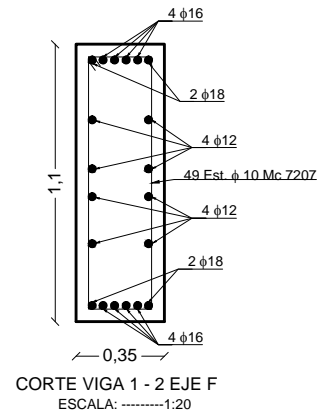
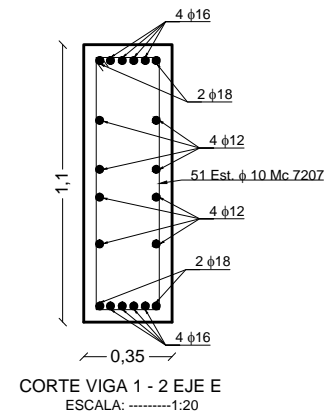
PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"			
CONTIENE: NIVEL + 15.00 LOSA DE ENTREPIASO ARMADURA SUPERIOR			FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN	DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISIÓN Y APROBACIÓN: ING. LAURO LARA	CÁLULO: PABLO ANDRÉS BORJA	LÁMINA: G-4	



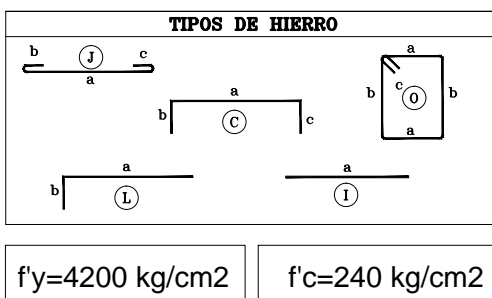
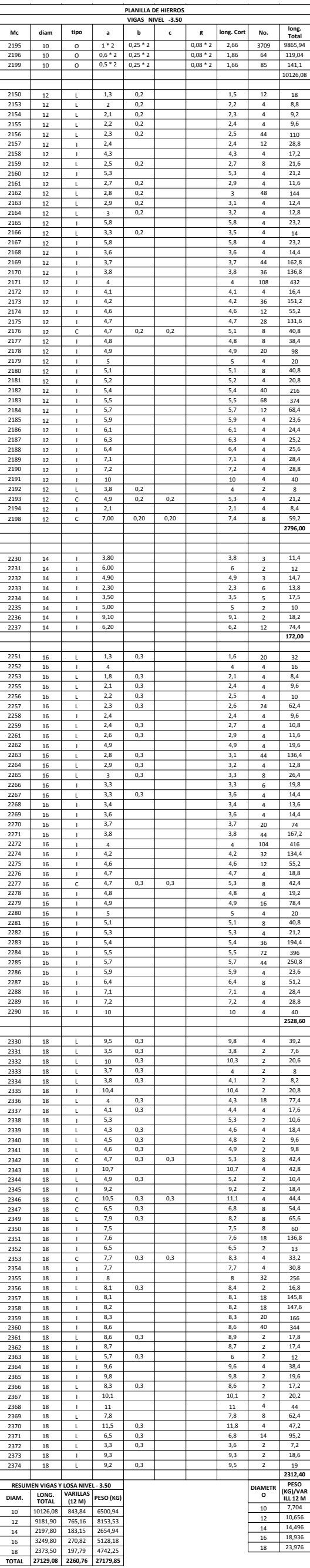
Cálculo de Vigas									
Nº	Longitud	Perímetro	Área	Volumen	Superficie	Superficie	Superficie	Superficie	Superficie
1	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
2	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
3	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
4	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
5	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
6	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
7	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
8	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
9	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
10	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
11	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00

Cálculo de Columnas									
Nº	Longitud	Perímetro	Área	Volumen	Superficie	Superficie	Superficie	Superficie	Superficie
1	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
2	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
3	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
4	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
5	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
6	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
7	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
8	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
9	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
10	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
11	7.50	15.00	0.15	1.125	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00

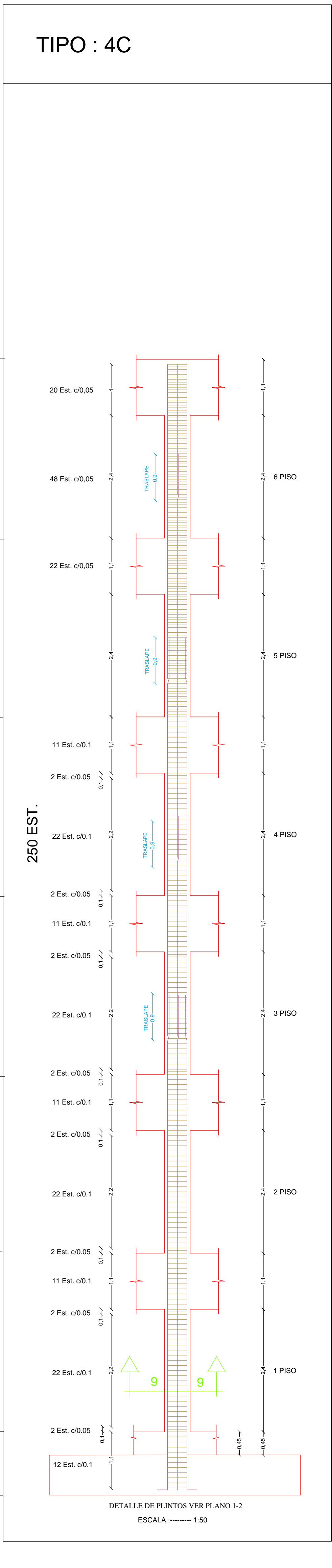
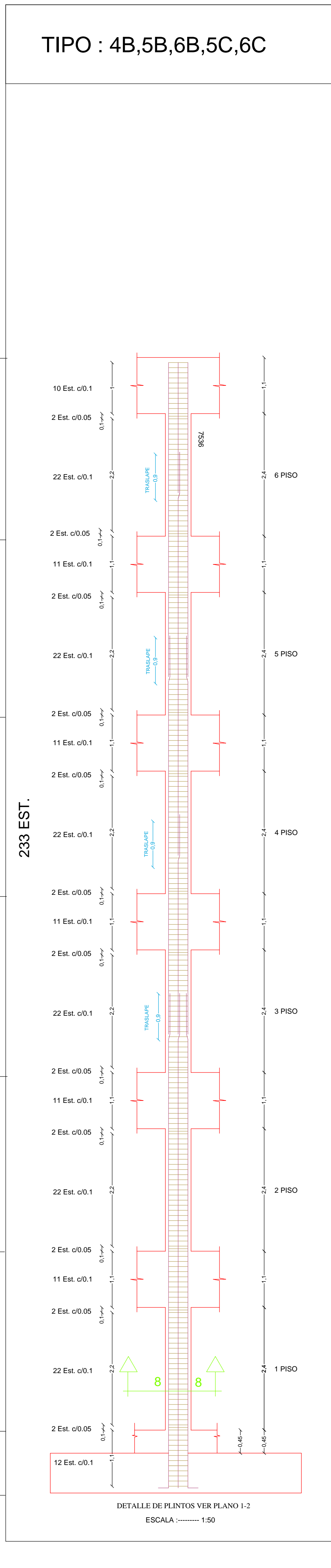
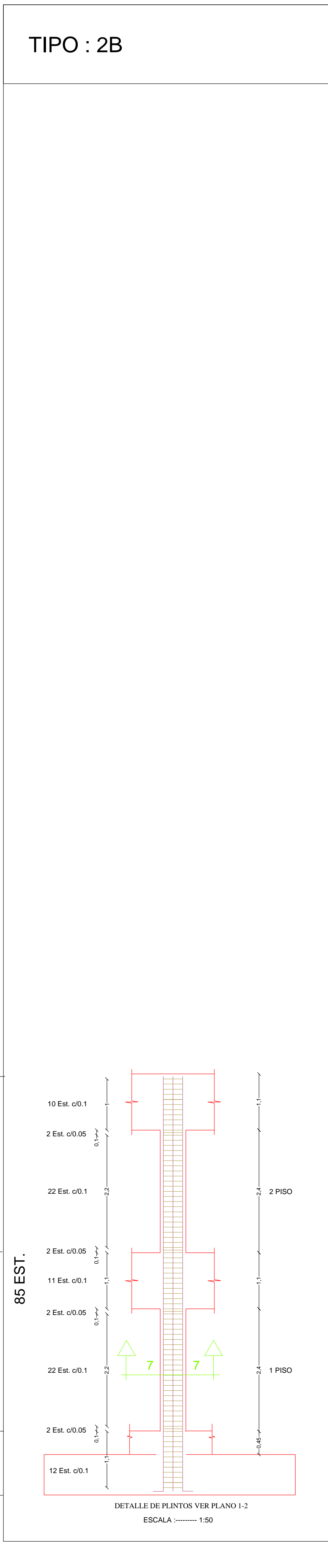
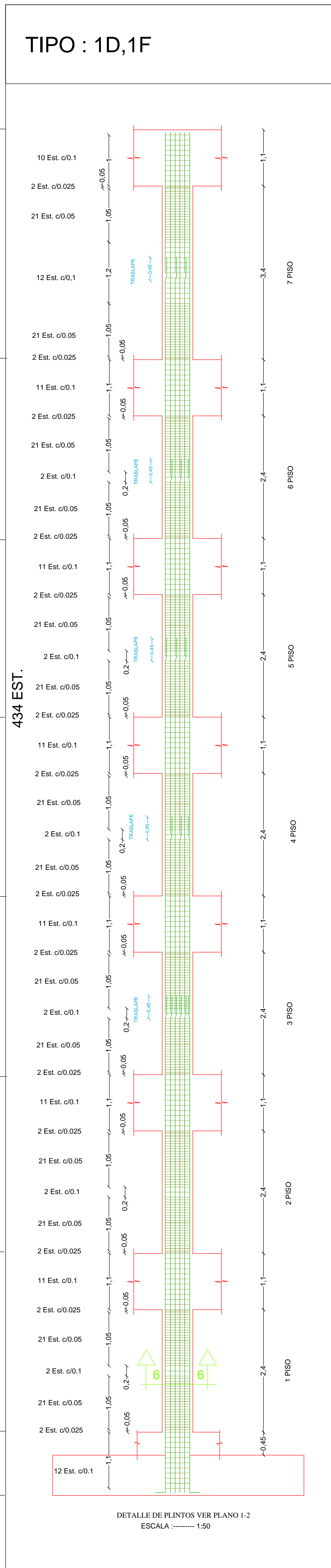
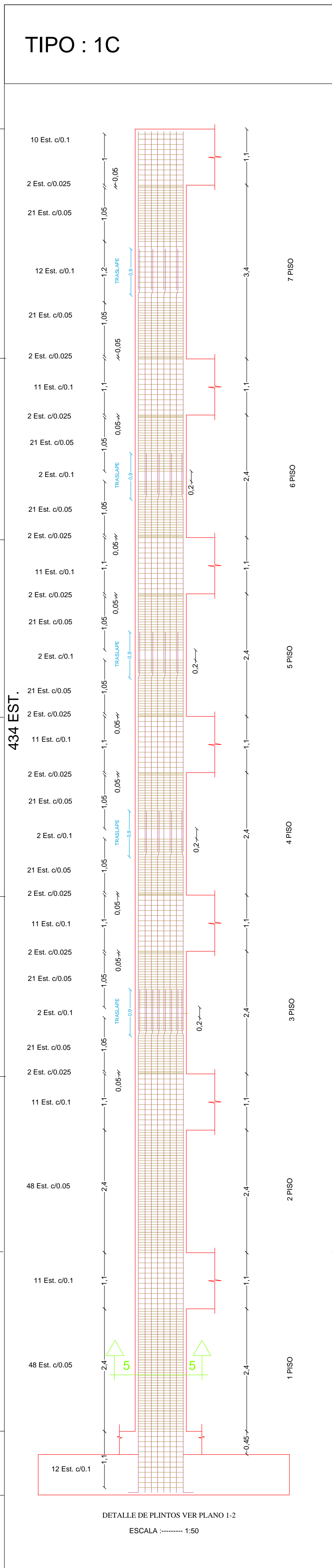
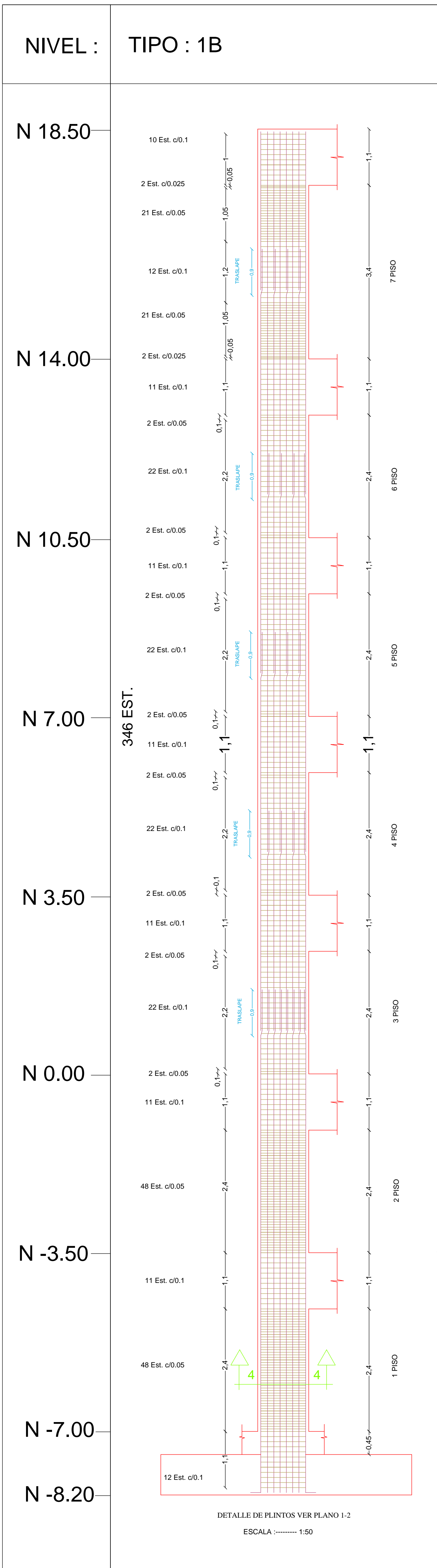
PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA		FECHA: JUNIO DE 2012	
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"		INDICADAS	
CONTIENE: NIVEL + 15.00 ARMADO DE VIGAS		DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA C.	
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN		CALCULO: PABLO ANDRÉS BORJA	
REVISIÓN Y APROBACIÓN: ING. LAURO LARA		LAMINA: G-1	



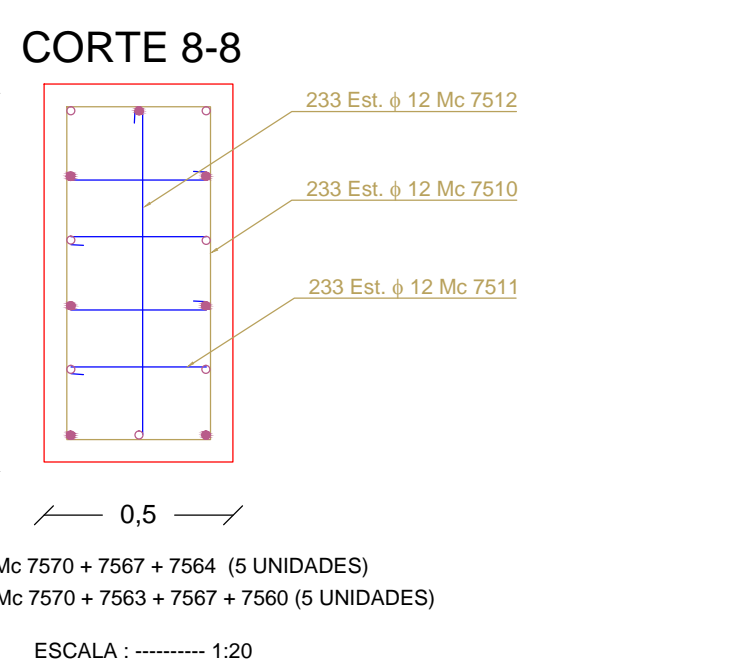
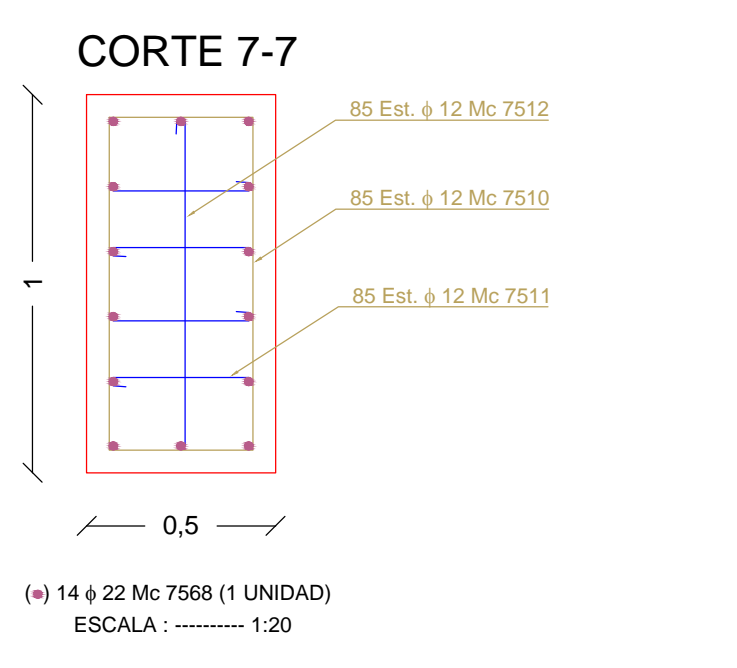
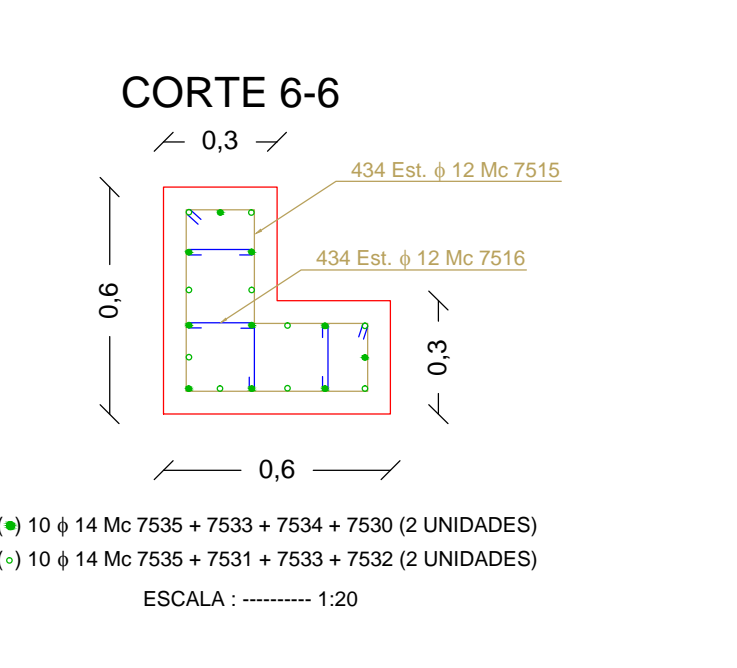
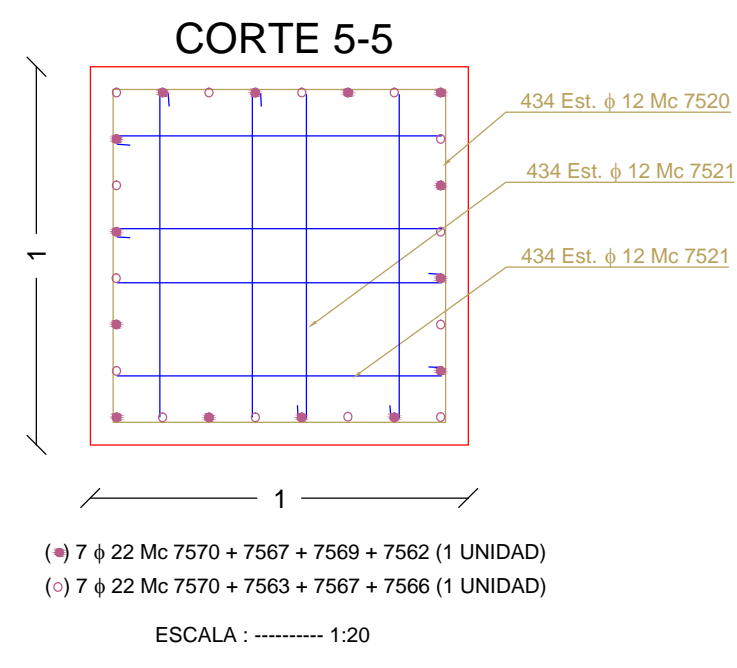
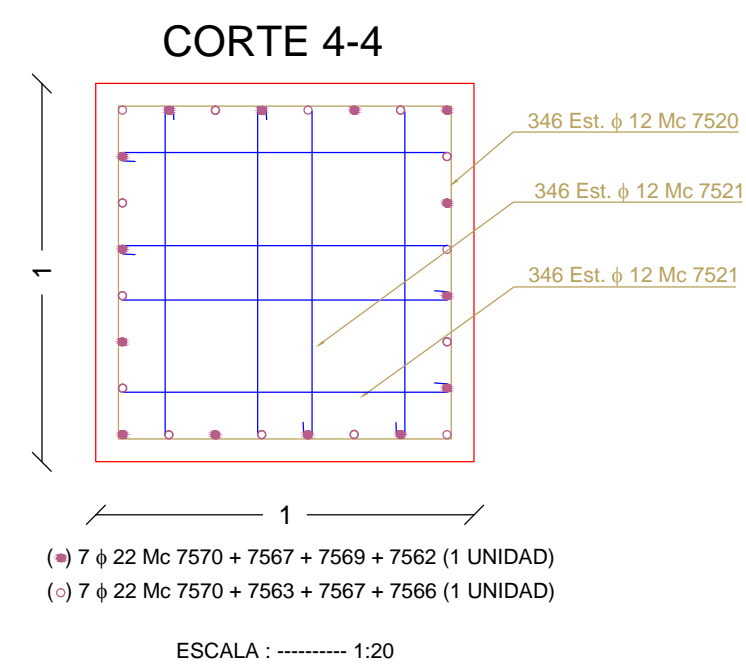
PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"			
CONTIENE: NIVEL + 15.00 ARMADO DE VIGAS			FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN	DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISIÓN Y APROBACIÓN:	CÁLULO:	LÁMINA:	
ING. LAURO LARA	PABLO ANDRÉS BORJA	G-2	



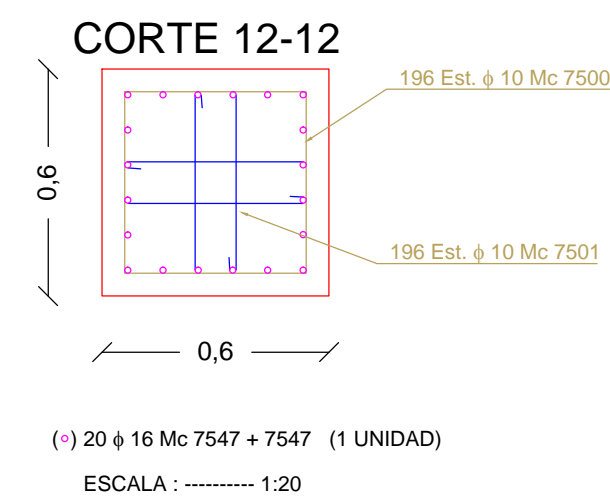
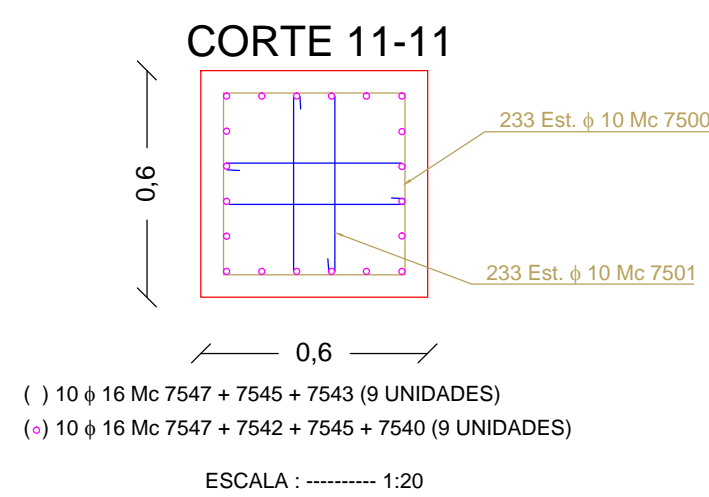
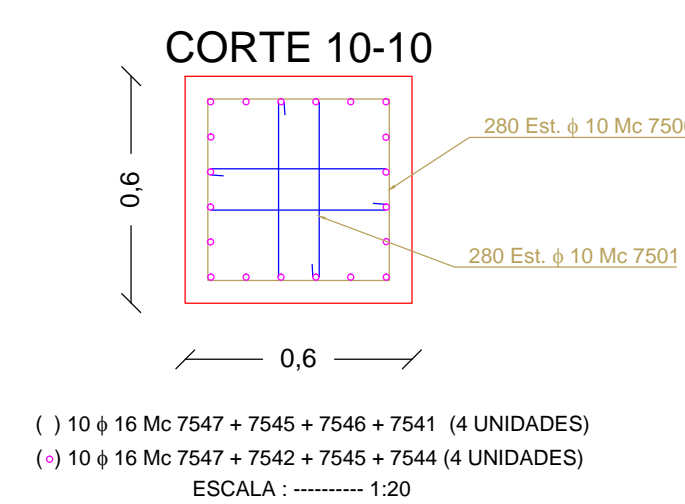
PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS - CAMPUS NAYON PUCE - EDIFICIO DE DOCENCIA			
TEMA DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYON"			
CONTIENE: NIVEL: - 3.50 ARMADO DE VIGAS			FECHA: JUNIO DE 2012
UBICACION: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYON	DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS:	INDICADAS
REVISION Y APROBACION:	CALCULO:	LAMINA:	B-1
_____ ING. LAURO LARA		_____ PABLO ANDRES BORJA	



RESUMEN DE DATOS											
COORDENADAS DE LOS PUNTOS 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7											
Nº	COORDENADAS	AREA	PERIMETRO	AREA	PERIMETRO	AREA	PERIMETRO	AREA	PERIMETRO	AREA	PERIMETRO
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
32	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
33	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
34	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
37	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
39	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
41	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
43	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
44	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
46	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
48	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
51	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
52	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
53	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
54	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
55	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
56	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
57	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
58	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
59	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
60	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
61	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
62	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
63	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
64	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
65	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
66	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
67	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
68	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
69	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
71	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
73	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
74	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
76	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
77	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
79	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
81	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
82	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
83	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
84	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
85	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
86	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
87	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
88	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
89	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
90	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
91	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
92	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
93	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
94	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
95	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
96	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
97	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
98	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
99	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

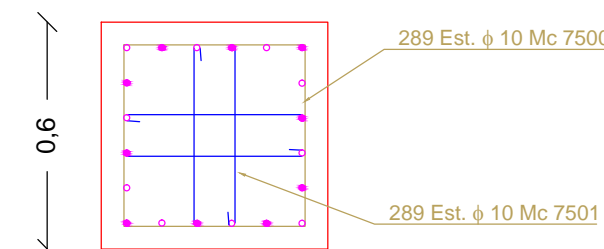


PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLOGICAS CAMPUS NAYON PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA		
TESIS DE GRADO: CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL POR EL METODO "LINEAL CON APLICACION DEL PROGRAMA ETABS"		
CONTIENE: ARMADO DE COLUMNAS		FECHA: ABRIL DE 2013
UBICACION: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYON	DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS
REVISION Y APROBACION:	CALCULO:	LAMINA: 2 DE 7
ING. GUSTAVO LEORO		SR. PABLO ANDRES BORJA R.

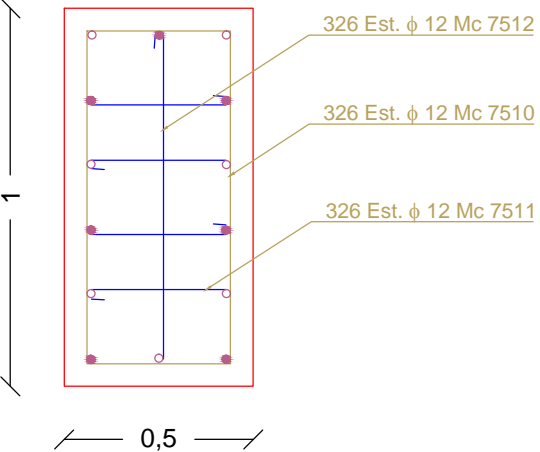


PLANO DE ENSINO									
CONTEÚDO DA AULA 17									
Nº	DATA	TEMA	OBJETIVOS	CONT. DE AULA	TEMAS	EXPL.	EXPL.	EXPL.	EXPL.
790	21	1	1.1	1.1.1	1.1.1.1	1.1.1.1.1	1.1.1.1.1.1	1.1.1.1.1.1.1	1.1.1.1.1.1.1.1
791	22	1	1.2	1.2.1	1.2.1.1	1.2.1.1.1	1.2.1.1.1.1	1.2.1.1.1.1.1	1.2.1.1.1.1.1.1
792	23	1	1.3	1.3.1	1.3.1.1	1.3.1.1.1	1.3.1.1.1.1	1.3.1.1.1.1.1	1.3.1.1.1.1.1.1
793	24	1	1.4	1.4.1	1.4.1.1	1.4.1.1.1	1.4.1.1.1.1	1.4.1.1.1.1.1	1.4.1.1.1.1.1.1
794	25	1	1.5	1.5.1	1.5.1.1	1.5.1.1.1	1.5.1.1.1.1	1.5.1.1.1.1.1	1.5.1.1.1.1.1.1
795	26	1	1.6	1.6.1	1.6.1.1	1.6.1.1.1	1.6.1.1.1.1	1.6.1.1.1.1.1	1.6.1.1.1.1.1.1
796	27	1	1.7	1.7.1	1.7.1.1	1.7.1.1.1	1.7.1.1.1.1	1.7.1.1.1.1.1	1.7.1.1.1.1.1.1
797	28	1	1.8	1.8.1	1.8.1.1	1.8.1.1.1	1.8.1.1.1.1	1.8.1.1.1.1.1	1.8.1.1.1.1.1.1
798	29	1	1.9	1.9.1	1.9.1.1	1.9.1.1.1	1.9.1.1.1.1	1.9.1.1.1.1.1	1.9.1.1.1.1.1.1
799	30	1	1.10	1.10.1	1.10.1.1	1.10.1.1.1	1.10.1.1.1.1	1.10.1.1.1.1.1	1.10.1.1.1.1.1.1
790	31	1	1.11	1.11.1	1.11.1.1	1.11.1.1.1	1.11.1.1.1.1	1.11.1.1.1.1.1	1.11.1.1.1.1.1.1
791	32	1	1.12	1.12.1	1.12.1.1	1.12.1.1.1	1.12.1.1.1.1	1.12.1.1.1.1.1	1.12.1.1.1.1.1.1
792	33	1	1.13	1.13.1	1.13.1.1	1.13.1.1.1	1.13.1.1.1.1	1.13.1.1.1.1.1	1.13.1.1.1.1.1.1
793	34	1	1.14	1.14.1	1.14.1.1	1.14.1.1.1	1.14.1.1.1.1	1.14.1.1.1.1.1	1.14.1.1.1.1.1.1
794	35	1	1.15	1.15.1	1.15.1.1	1.15.1.1.1	1.15.1.1.1.1	1.15.1.1.1.1.1	1.15.1.1.1.1.1.1
795	36	1	1.16	1.16.1	1.16.1.1	1.16.1.1.1	1.16.1.1.1.1	1.16.1.1.1.1.1	1.16.1.1.1.1.1.1
796	37	1	1.17	1.17.1	1.17.1.1	1.17.1.1.1	1.17.1.1.1.1	1.17.1.1.1.1.1	1.17.1.1.1.1.1.1
797	38	1	1.18	1.18.1	1.18.1.1	1.18.1.1.1	1.18.1.1.1.1	1.18.1.1.1.1.1	1.18.1.1.1.1.1.1
798	39	1	1.19	1.19.1	1.19.1.1	1.19.1.1.1	1.19.1.1.1.1	1.19.1.1.1.1.1	1.19.1.1.1.1.1.1
799	40	1	1.20	1.20.1	1.20.1.1	1.20.1.1.1	1.20.1.1.1.1	1.20.1.1.1.1.1	1.20.1.1.1.1.1.1
790	41	1	1.21	1.21.1	1.21.1.1	1.21.1.1.1	1.21.1.1.1.1	1.21.1.1.1.1.1	1.21.1.1.1.1.1.1
791	42	1	1.22	1.22.1	1.22.1.1	1.22.1.1.1	1.22.1.1.1.1	1.22.1.1.1.1.1	1.22.1.1.1.1.1.1
792	43	1	1.23	1.23.1	1.23.1.1	1.23.1.1.1	1.23.1.1.1.1	1.23.1.1.1.1.1	1.23.1.1.1.1.1.1
793	44	1	1.24	1.24.1	1.24.1.1	1.24.1.1.1	1.24.1.1.1.1	1.24.1.1.1.1.1	1.24.1.1.1.1.1.1
794	45	1	1.25	1.25.1	1.25.1.1	1.25.1.1.1	1.25.1.1.1.1	1.25.1.1.1.1.1	1.25.1.1.1.1.1.1
795	46	1	1.26	1.26.1	1.26.1.1	1.26.1.1.1	1.26.1.1.1.1	1.26.1.1.1.1.1	1.26.1.1.1.1.1.1
796	47	1	1.27	1.27.1	1.27.1.1	1.27.1.1.1	1.27.1.1.1.1	1.27.1.1.1.1.1	1.27.1.1.1.1.1.1
797	48	1	1.28	1.28.1	1.28.1.1	1.28.1.1.1	1.28.1.1.1.1	1.28.1.1.1.1.1	1.28.1.1.1.1.1.1

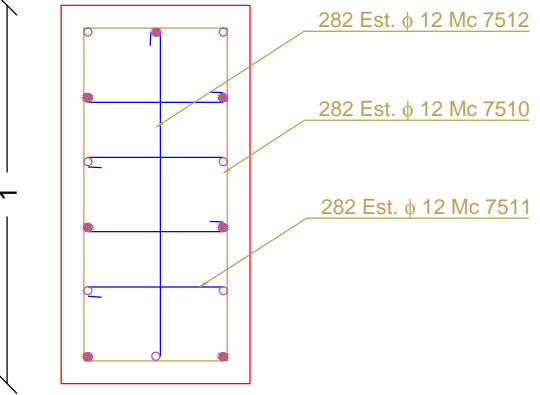
PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLOGICAS CAMPUS NAYON PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL POR EL METODO "LINEAL CON APLICACION DEL PROGRAMA ETABS"			
CONTIENE: ARMADO DE COLUMNAS			FECHA: ABRIL DE 2013
UBICACION: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYON	DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISION Y APROBACION: ING. GUSTAVO LEORO F.	CALCULO: SR. PABLO ANDRES BORJIA R.	LAMINA: 3 DE 7	



ESCALA : 1:20



(*) 7 ϕ 22 Mc 7573 + 7567 + 7569 + 7561 (1 UNIDAD)
 (○) 7 ϕ 22 Mc 7573 + 7563 + 7567 + 7565 (1 UNIDAD)
 ESCALA : ----- 1:20

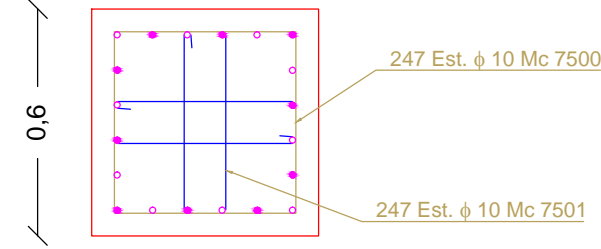


— 0.5 —

(*) 7 ϕ 22 Mc 7573 + 7587 + 7569 + 7581 (2 UNIDADES)

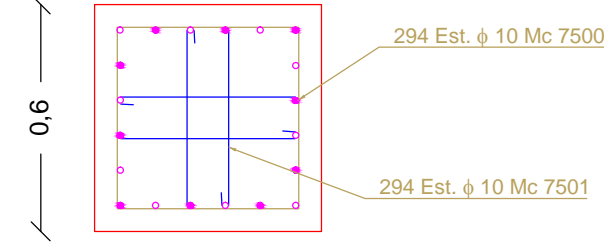
(c) 7 ϕ 22 Mc 7573 + 7583 + 7567 + 7585 (2 UNIDADES)

ESCALA : ————— 1:20

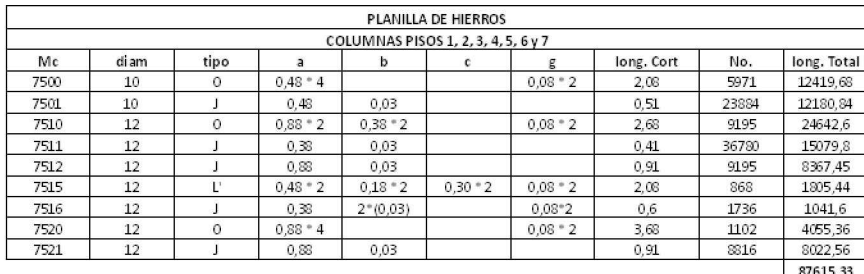


(*) 10 ϕ 16 Mc 7550 + 7545 + 7543 (1 UNIDAD)
(*) 10 ϕ 16 Mc 7550 + 7542 + 7545 + 7540 (1 UNIDAD)

ESCALA : ----- 1:20



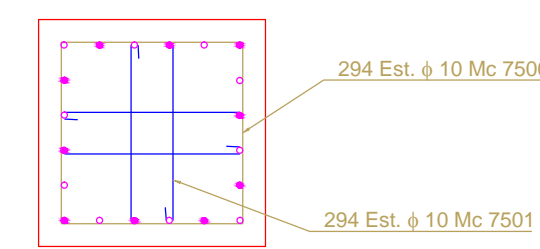
(●) 10 ϕ 16 Mc 7550 + 7545 + 7546 + 7541 (1 UNIDAD)



7540	35	L	2.40	0.20	2.60	150	397.50
7541	35	L	2.65	0.20	2.85	75	212.25
7542	35	L	4.00		4.00	220	880.00
7543	35	L	6.00	0.20	6.20	250	1550.00
7544	35	L	7.50	0.20	7.70	75	577.50
7545	35	L	7.50		7.50	420	3150.00
7546	35	L	9.00		9.00	75	675.00
7547	35	L	9.75	0.20	10.00	300	2970.00
7548	35	L	10.25	0.20	10.45	60	627.00
7549	35	L	11.75	0.20	11.95	45	493.50
7550	35	L	11.20	0.20	11.40	45	486.00
7551	35	L	11.80	0.20	12.00	60	720.00

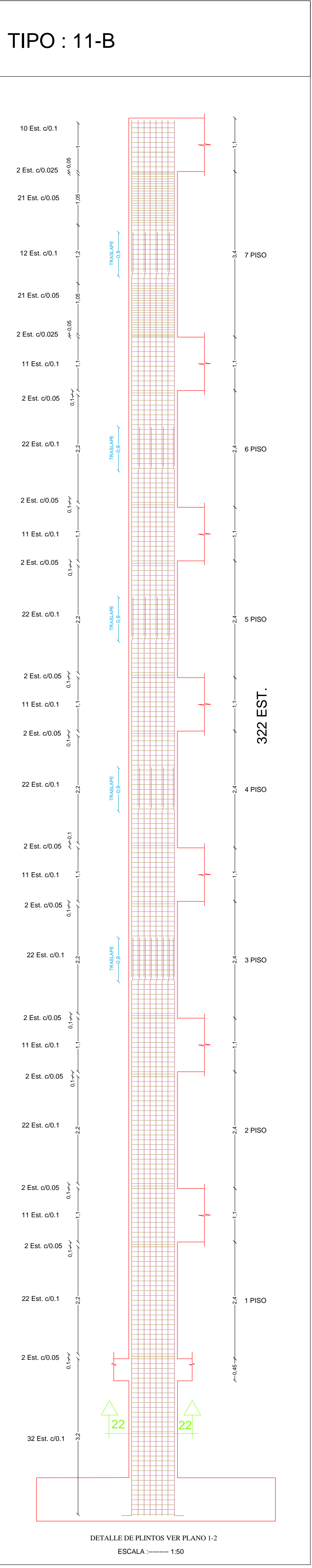
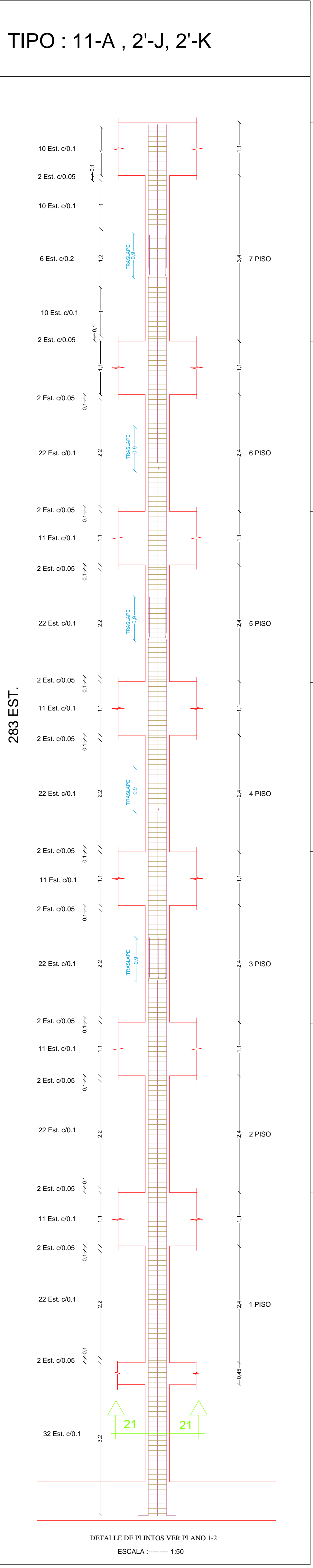
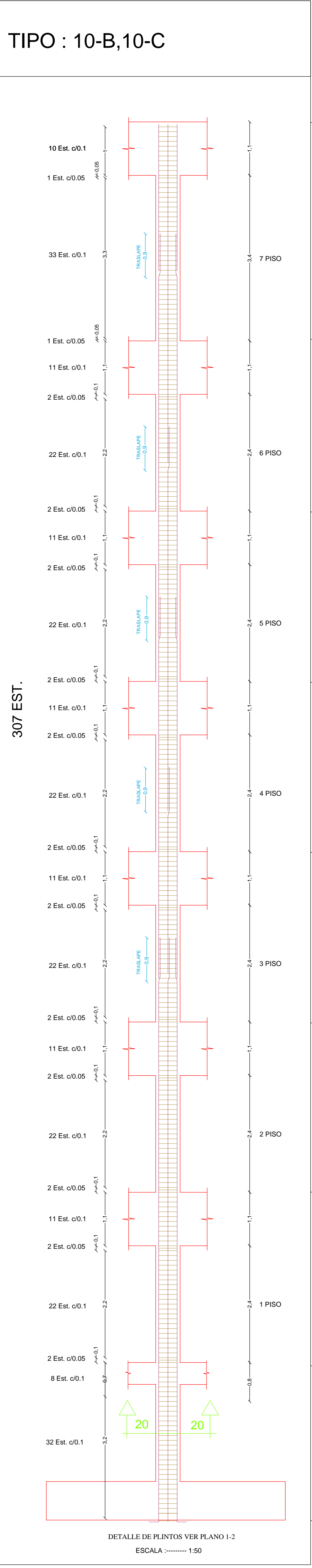
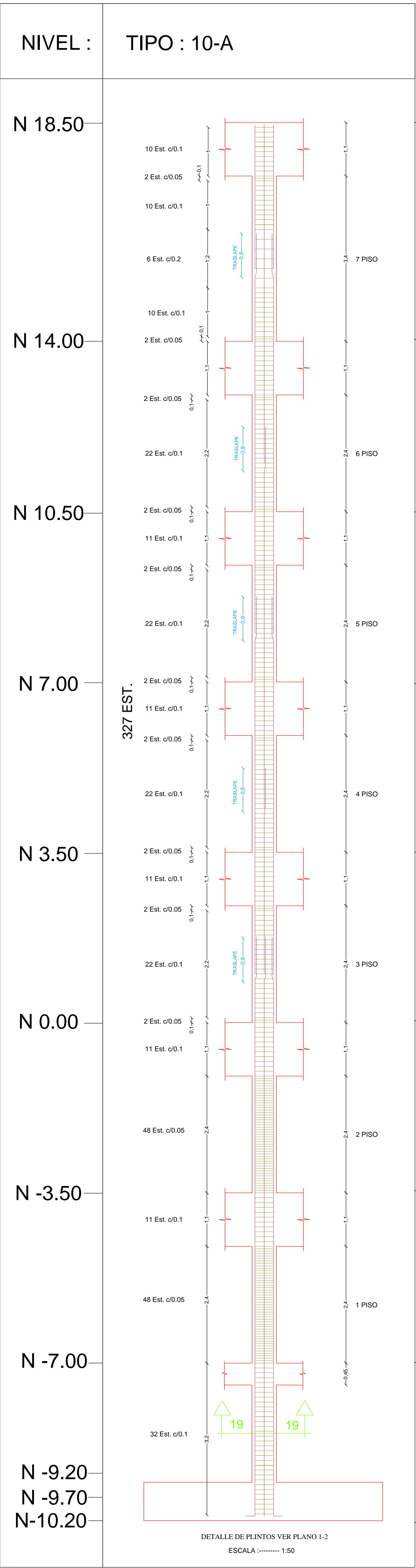
7560	22	1	2.95	0.20		2.95	11	40.51
7561	22	1	3.00	0.20		3.20	276	103.20
7562	22	1	3.20	0.20		3.40	42	142.00
7563	22	1	4.30	0.20		4.30	136	495.00
7564	22	1	11.15	0.20		6.35	330	665.00
7565	22	1	2.05	0.40		1.25	46	333.50
7566	22	1	7.10	0.20		7.30	42	306.00
7567	22	1	7.80			7.80	552	4340.80
7568	22	1	3.12	0.20		3.30	14	131.00
7569	22	1	1.80			1.80	161	309.80
7570	22	1	9.30	0.20		10.00	266	2666.00
7571	22	1	10.40	0.20		13.40	42	438.00

DIAB.	PESO (KG)/VARELA 1,32 M	LOTTES TOTAL	VARIABLES (G) M	PESO (KG)
10	7,704	2680,52	2050,08	1473,93
12	10,056	6014,16	5211,25	2997,15
14	14,496	11399,48	999,35	1075,05
16	20,320	18520,16	2784,92	2801,15
TOTAL	52,576	116824,32	16135,95	12245,28

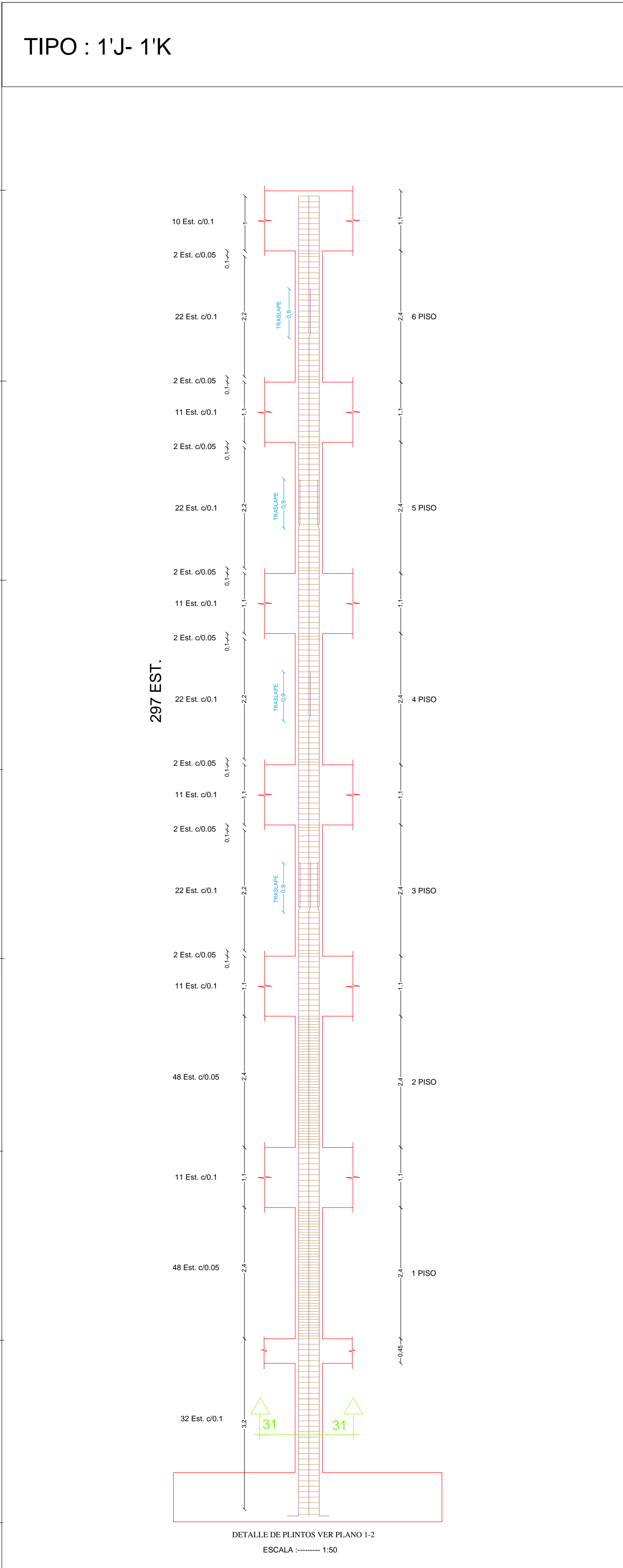
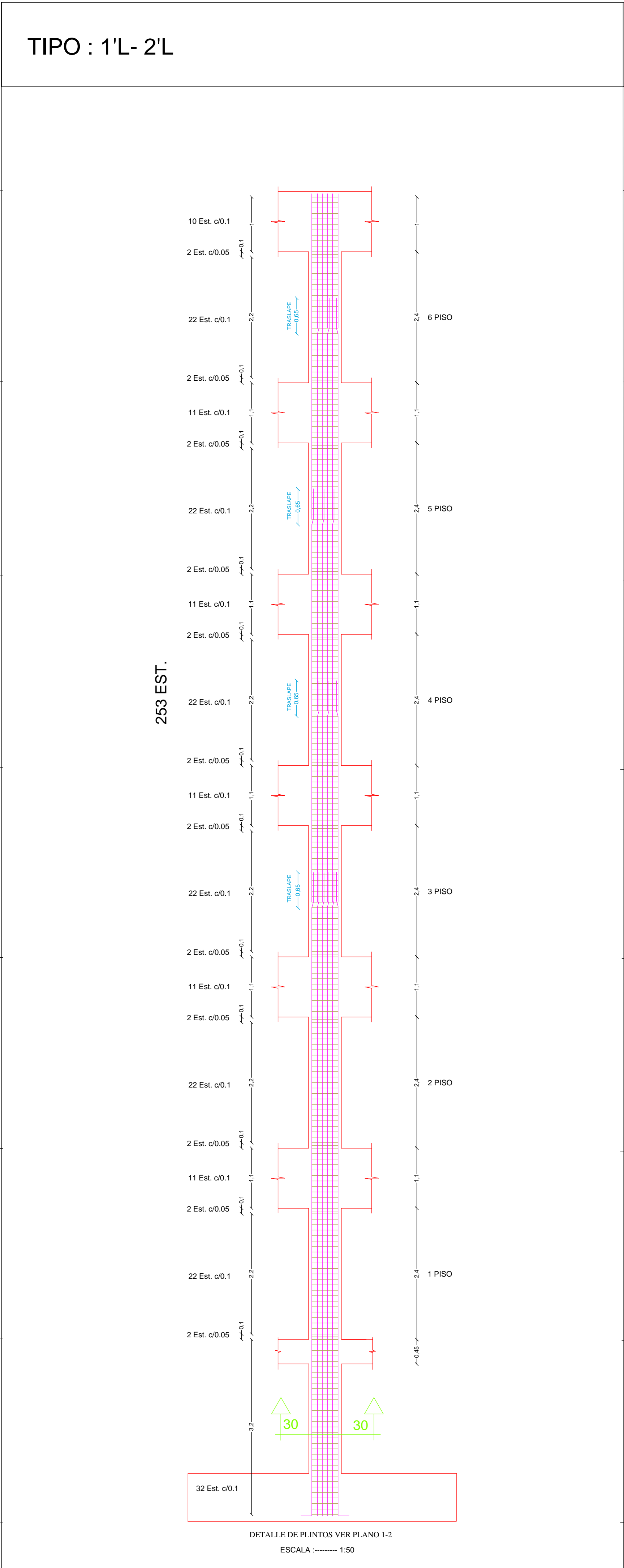
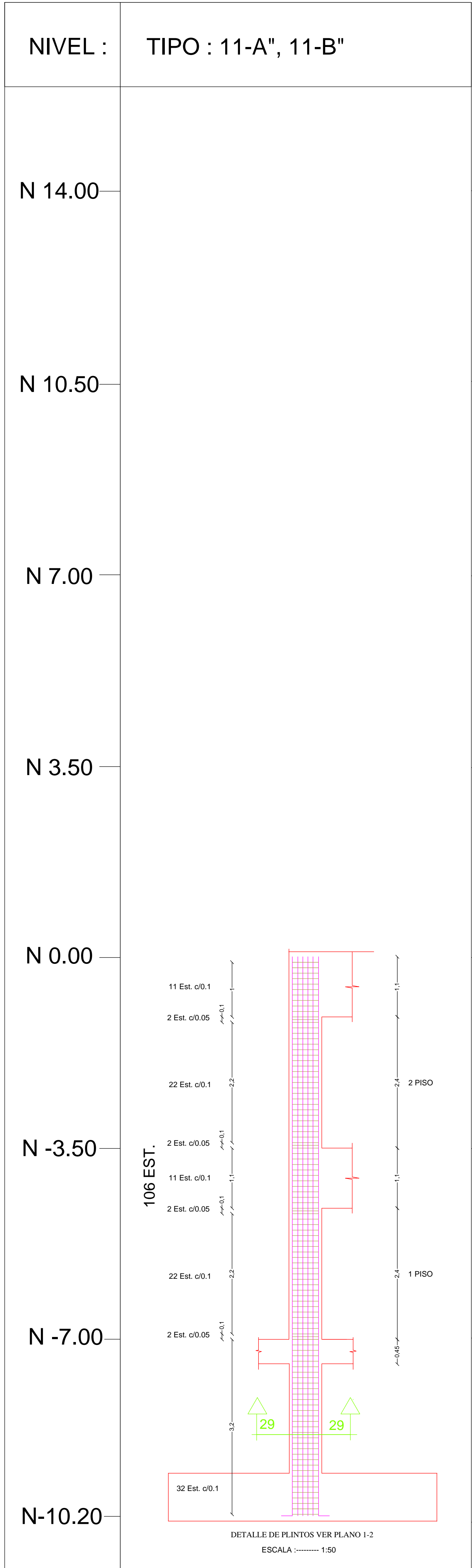


ESCALA : ----- 1:20

PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLOGICAS CAMPUS NAYON PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL POR EL METODO "LINEAL CON APLICACION DEL PROGRAMA ETABS"			
CONTIENE: ARMADO DE COLUMNAS			FECHA: ABRIL DE 2013
UBICACION: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYON	DIBUJO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISION Y APROBACION: ING. GUSTAVO LEORO	CALCULO: SR.PABLO ANDRES BORJA R.	LAMINA: 6 DE 7	

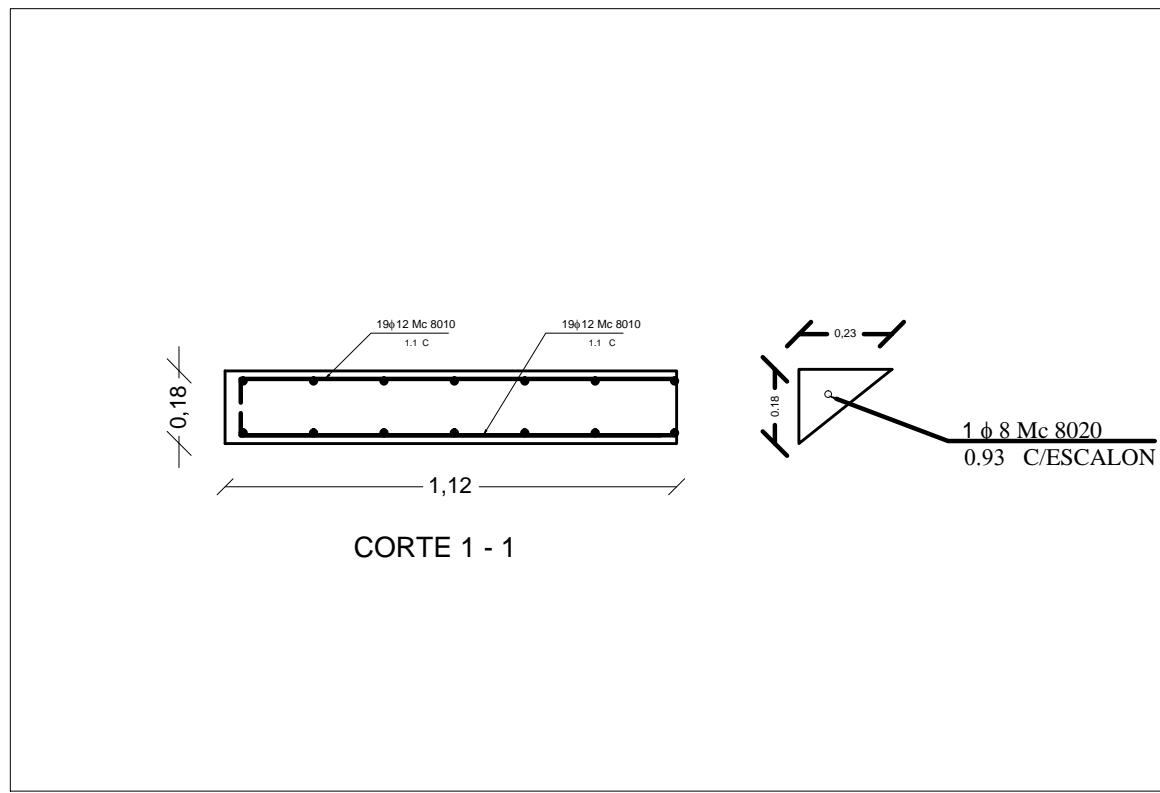
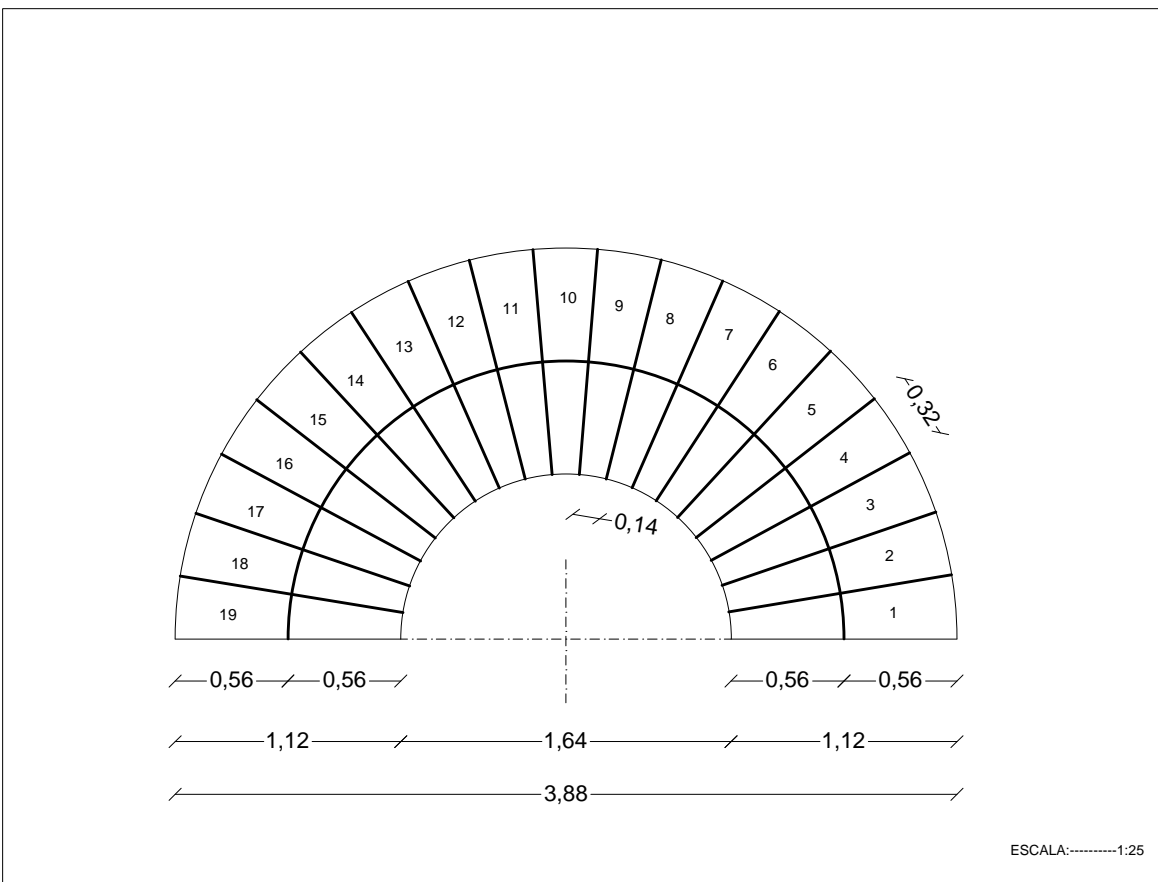
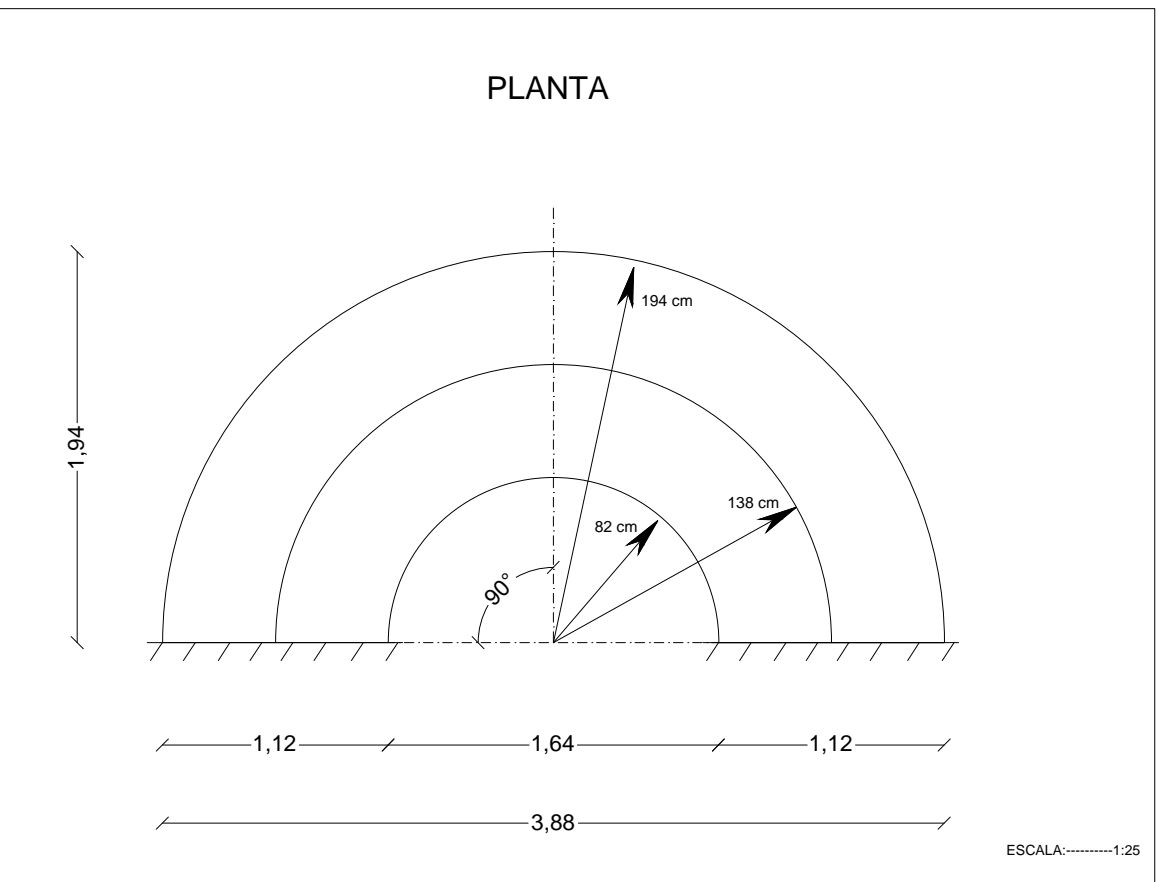
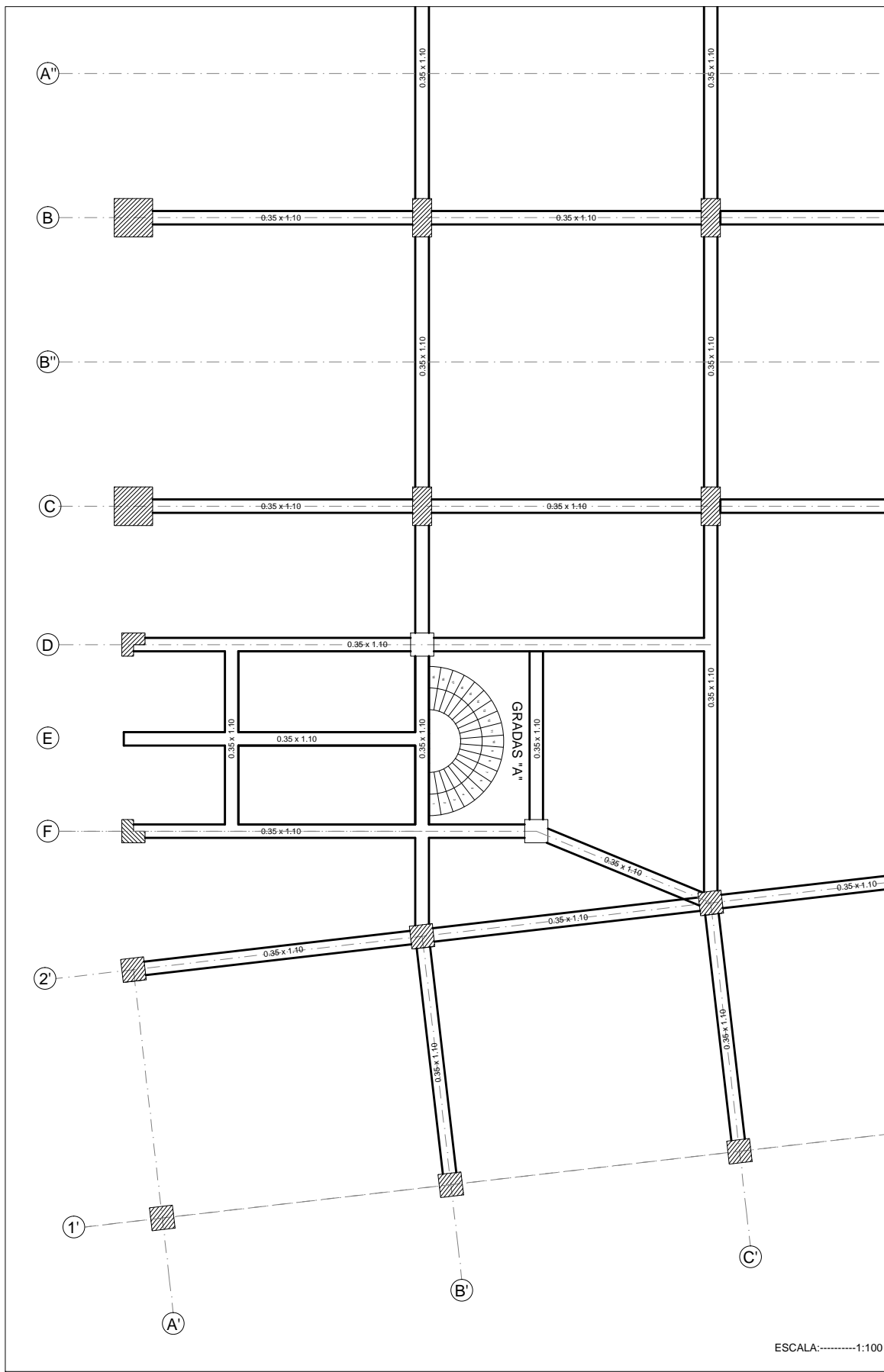


PLAZA DE HEREDOS									
COLUMNARIO PISO 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7									
NO.	PLAN	ESP.	a	b	c	e	h	h _{tot}	h _{tot}
7501	11	1	0.47 * 4	0	0	0.00 * 2	0	5071	2414.40
7502	12	1	0	0.83	0	0	0.53	2836	1220.16
7503	12	0	0.58 * 2	0.51 * 2	0.00 * 2	2.40	9145	2642.6	
7511	12	1	0.88	0.83	0	0	41	26780	15079.9
7512	12	1	0.58	0.83	0	0	91	1285	530.40
7513	12	1	0.47 * 2	0.81 * 2	0.58 * 2	0.00 * 2	2.40	965	1375.44
7516	12	0	0.00	0.00	0.58 * 2	0.00 * 2	0	2736	1484.6
7520	12	0	0.88 * 4	0	0.00 * 2	0.00 * 2	0	2132	8855.36
7521	12	1	0.58 * 4	0	0	0	51	1816	7552.64



FAMILIA DE HIERROS											
CONVENCIONES A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M, N, O, P, Q, R, S, T, U, V, W, X, Y, Z											
Nº	diámetro	tipo	A	B	C	D	E	F	G	H	Long. Total
7510	10	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7511	12	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7512	14	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7513	16	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7514	18	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7515	20	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7516	22	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7517	24	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7518	26	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7519	28	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7520	30	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7521	32	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7522	34	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7523	36	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7524	38	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7525	40	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7526	42	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7527	44	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7528	46	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7529	48	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7530	50	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7531	52	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7532	54	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7533	56	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7534	58	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7535	60	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7536	62	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7537	64	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7538	66	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7539	68	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7540	70	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7541	72	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7542	74	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7543	76	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7544	78	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7545	80	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7546	82	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7547	84	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7548	86	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7549	88	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7550	90	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7551	92	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7552	94	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7553	96	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7554	98	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7555	100	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7556	102	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7557	104	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7558	106	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7559	108	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7560	110	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7561	112	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7562	114	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7563	116	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7564	118	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7565	120	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7566	122	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7567	124	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7568	126	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7569	128	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7570	130	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7571	132	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7572	134	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7573	136	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7574	138	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7575	140	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7576	142	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7577	144	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7578	146	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7579	148	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7580	150	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7581	152	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7582	154	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7583	156	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7584	158	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7585	160	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7586	162	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7587	164	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7588	166	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7589	168	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7590	170	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7591	172	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7592	174	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7593	176	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7594	178	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7595	180	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7596	182	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7597	184	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7598	186	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7599	188	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7600	190	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7601	192	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7602	194	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7603	196	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7604	198	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7605	200	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7606	202	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7607	204	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7608	206	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7609	208	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7610	210	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7611	212	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7612	214	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7613	216	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7614	218	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7615	220	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7616	222	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7617	224	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7618	226	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7619	228	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7620	230	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7621	232	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7622	234	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7623	236	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7624	238	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7625	240	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7626	242	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7627	244	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7628	246	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7629	248	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7630	250	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7631	252	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7632	254	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7633	256	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7634	258	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7635	260	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7636	262	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7637	264	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7638	266	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7639	268	J	1.40	0.01				0.017	0.01	0.01	0.017
7640	270	J	1.40	0.01		</					

GRADAS "A"



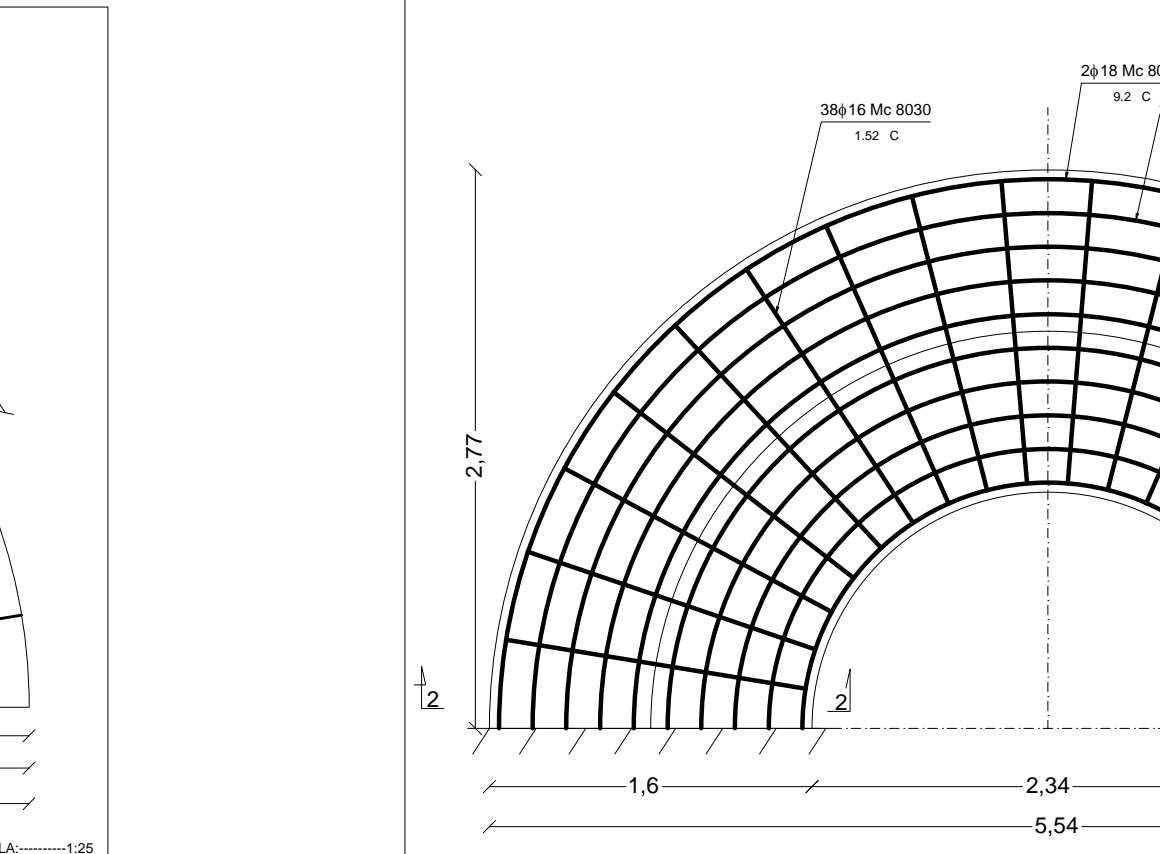
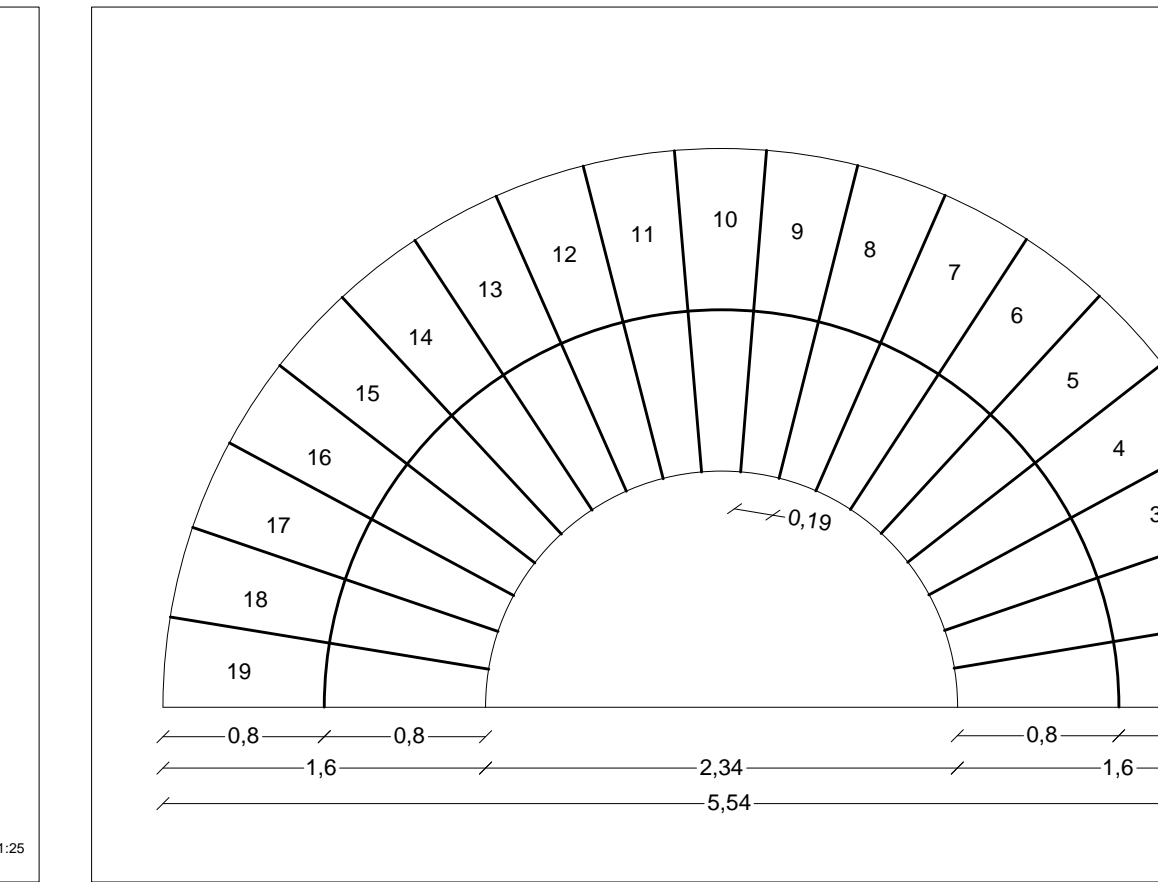
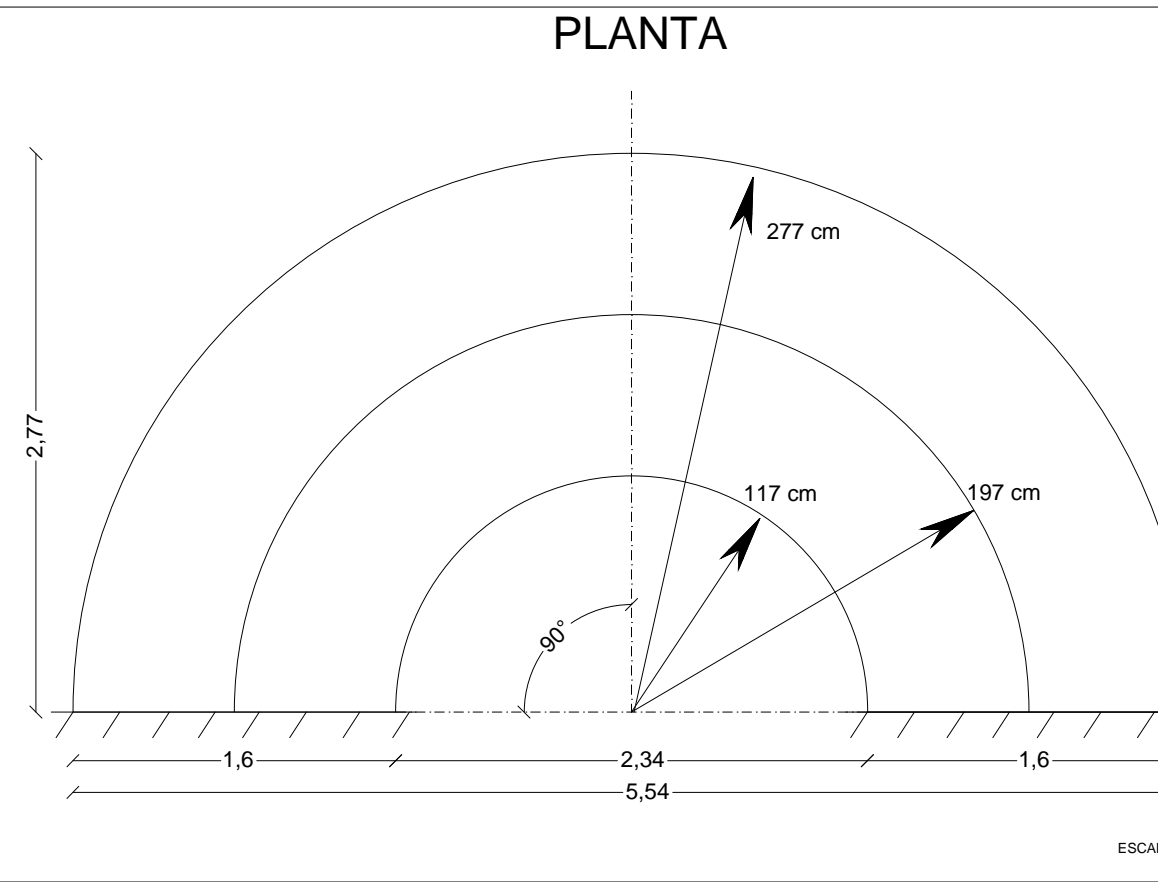
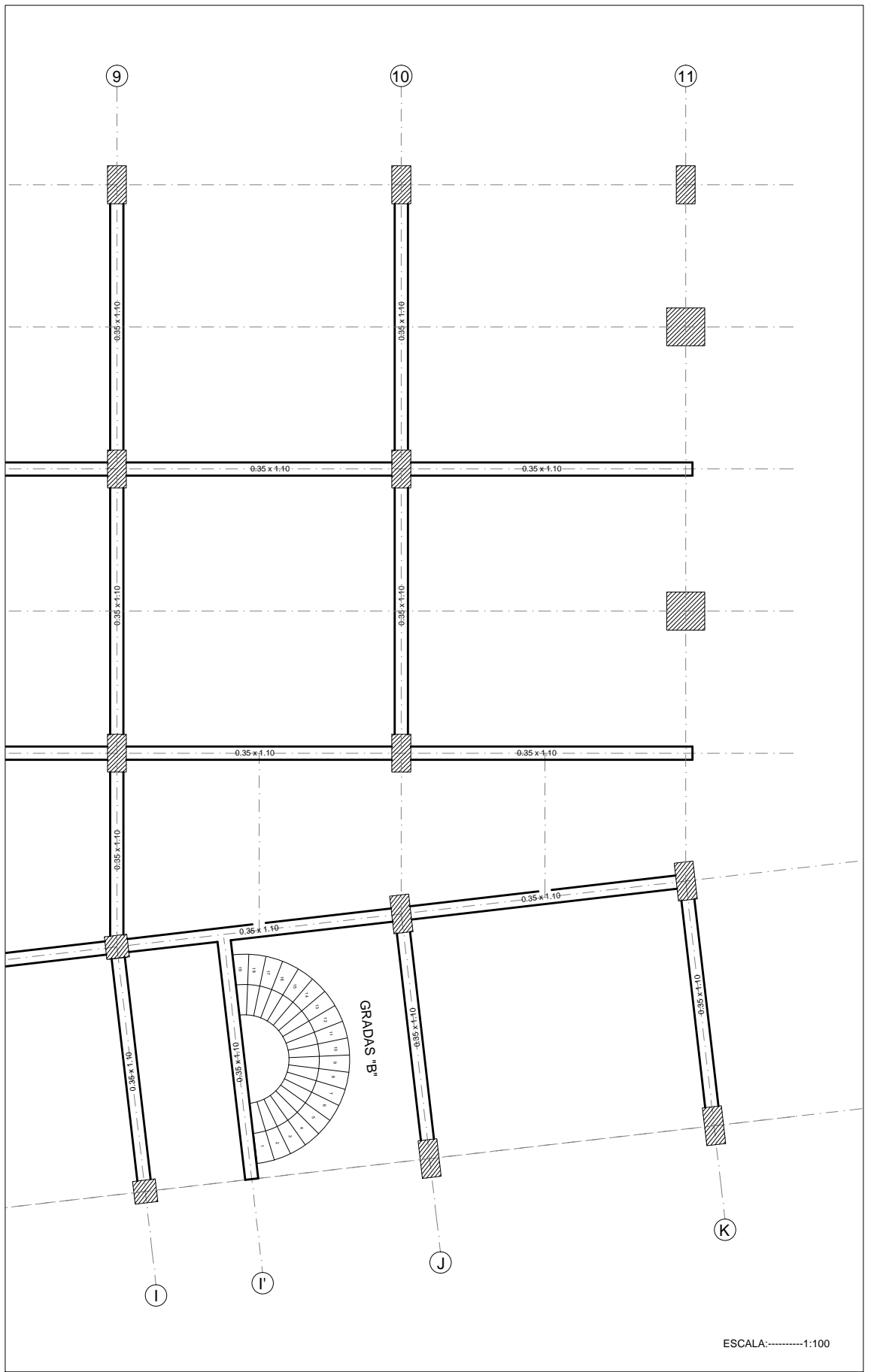
ANÁLISIS ESTRUCTURAL									
CARGAS PERMITIDAS A LA VIGA									
NO.	DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD
1	CARGA MUERTA	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
2	CARGA VIVA	2.5	KN/M	2.5	KN/M	2.5	KN/M	2.5	KN/M
3	CARGA VIENTO	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
4	CARGA SISMO	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
5	CARGA TOTAL	5.5	KN/M	5.5	KN/M	5.5	KN/M	5.5	KN/M

ANÁLISIS ESTRUCTURAL									
CARGAS PERMITIDAS A LA VIGA									
NO.	DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD
1	CARGA MUERTA	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
2	CARGA VIVA	2.5	KN/M	2.5	KN/M	2.5	KN/M	2.5	KN/M
3	CARGA VIENTO	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
4	CARGA SISMO	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
5	CARGA TOTAL	5.5	KN/M	5.5	KN/M	5.5	KN/M	5.5	KN/M

ANÁLISIS ESTRUCTURAL									
CARGAS PERMITIDAS A LA VIGA									
NO.	DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD
1	CARGA MUERTA	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
2	CARGA VIVA	2.5	KN/M	2.5	KN/M	2.5	KN/M	2.5	KN/M
3	CARGA VIENTO	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
4	CARGA SISMO	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
5	CARGA TOTAL	5.5	KN/M	5.5	KN/M	5.5	KN/M	5.5	KN/M

NOTA	
1	VER
2	VER
3	VER
4	VER
5	VER

GRADAS "B"



ANÁLISIS ESTRUCTURAL									
CARGAS PERMITIDAS A LA VIGA									
NO.	DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD
1	CARGA MUERTA	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
2	CARGA VIVA	2.5	KN/M	2.5	KN/M	2.5	KN/M	2.5	KN/M
3	CARGA VIENTO	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
4	CARGA SISMO	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
5	CARGA TOTAL	5.5	KN/M	5.5	KN/M	5.5	KN/M	5.5	KN/M

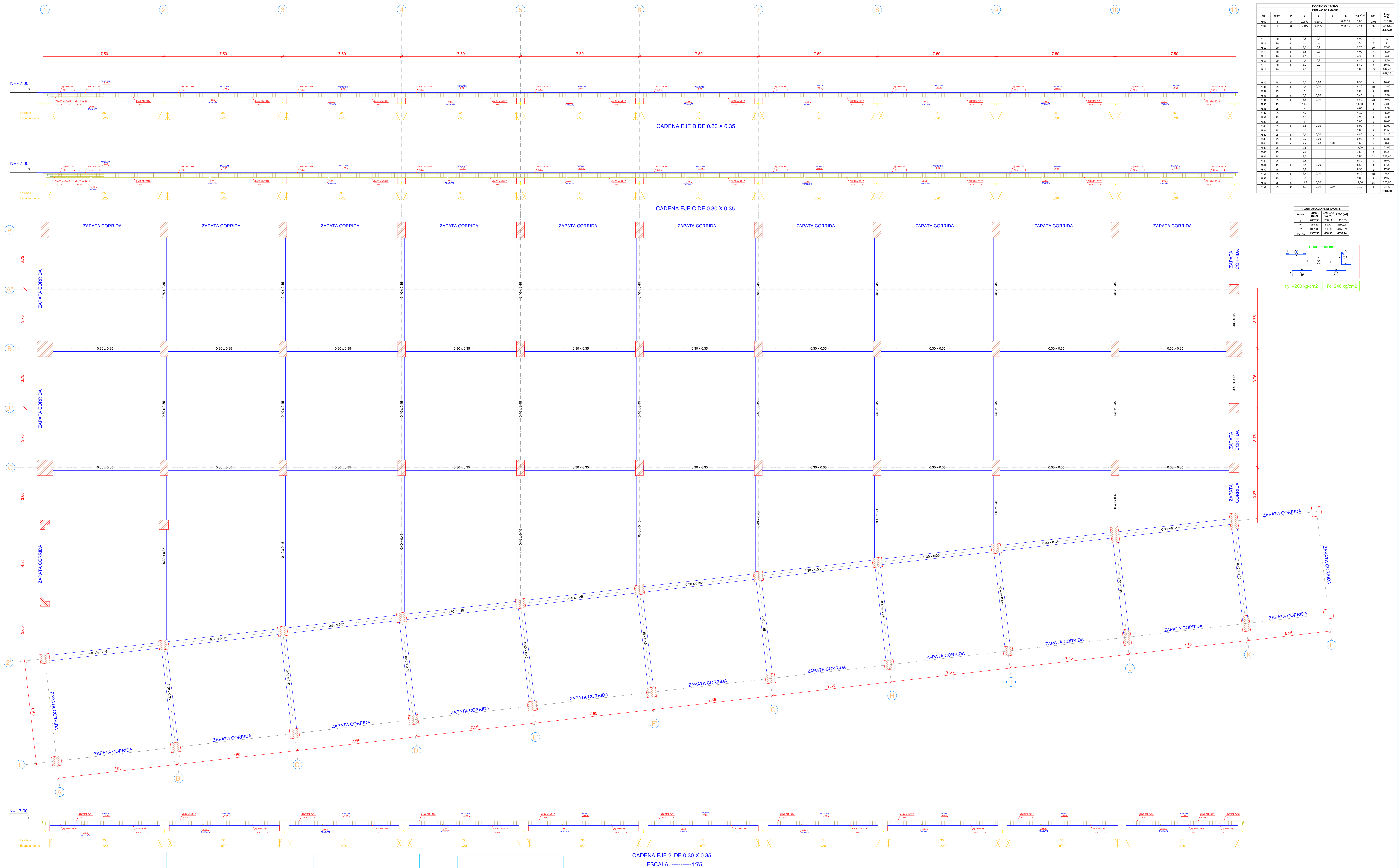
ANÁLISIS ESTRUCTURAL									
CARGAS PERMITIDAS A LA VIGA									
NO.	DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD
1	CARGA MUERTA	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
2	CARGA VIVA	2.5	KN/M	2.5	KN/M	2.5	KN/M	2.5	KN/M
3	CARGA VIENTO	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
4	CARGA SISMO	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
5	CARGA TOTAL	5.5	KN/M	5.5	KN/M	5.5	KN/M	5.5	KN/M

ANÁLISIS ESTRUCTURAL									
CARGAS PERMITIDAS A LA VIGA									
NO.	DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD
1	CARGA MUERTA	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
2	CARGA VIVA	2.5	KN/M	2.5	KN/M	2.5	KN/M	2.5	KN/M
3	CARGA VIENTO	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
4	CARGA SISMO	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M	1.5	KN/M
5	CARGA TOTAL	5.5	KN/M	5.5	KN/M	5.5	KN/M	5.5	KN/M

NOTA	
1	VER
2	VER
3	VER
4	VER
5	VER

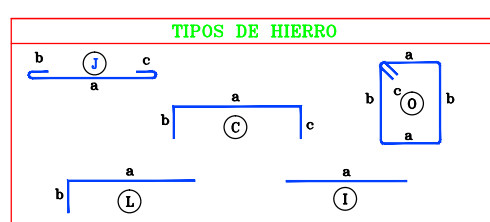
PROYECTO: FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYÓN PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYÓN"			
CONTIENE: ARMADO DE ESCALERAS, GRADAS "A" Y GRADAS "B"			FECHA: ABRIL DE 2012
UBICACIÓN: CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYÓN	DISEÑO: EMERSON ARBOLEDA C.	ESCALAS: INDICADAS	
REVISIÓN Y APROBACIÓN: ING. LAURO LARA	CALCULO: PABLO ANDRÉS BORJA	LÁMINA: J-1	

CADENAS DE AMARRE

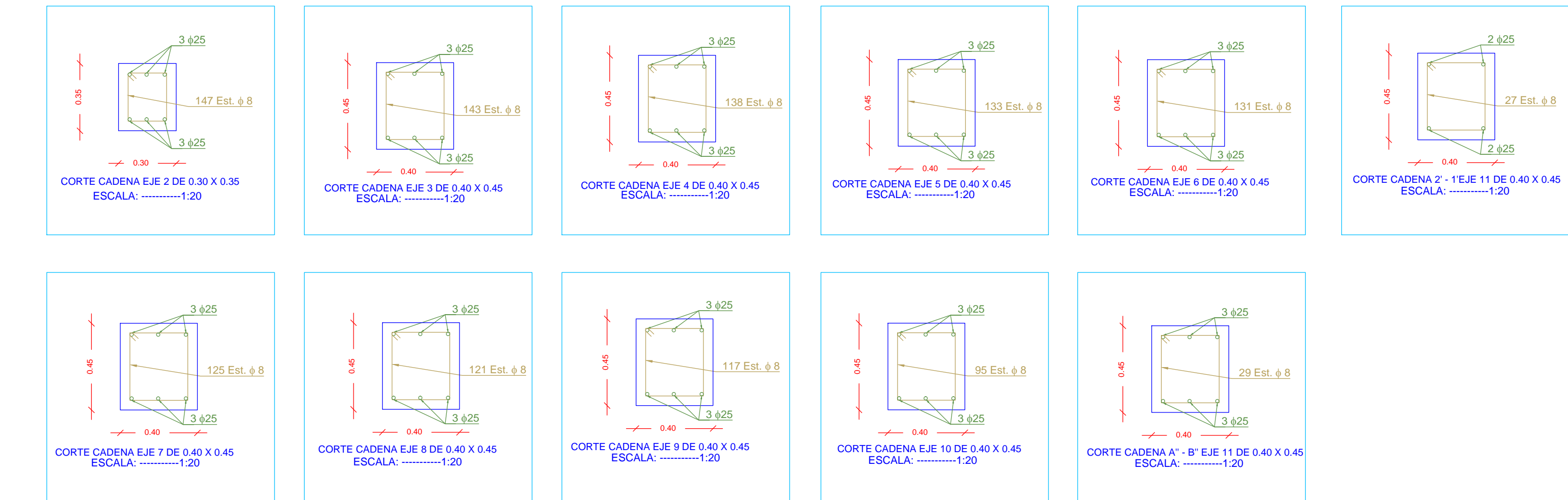
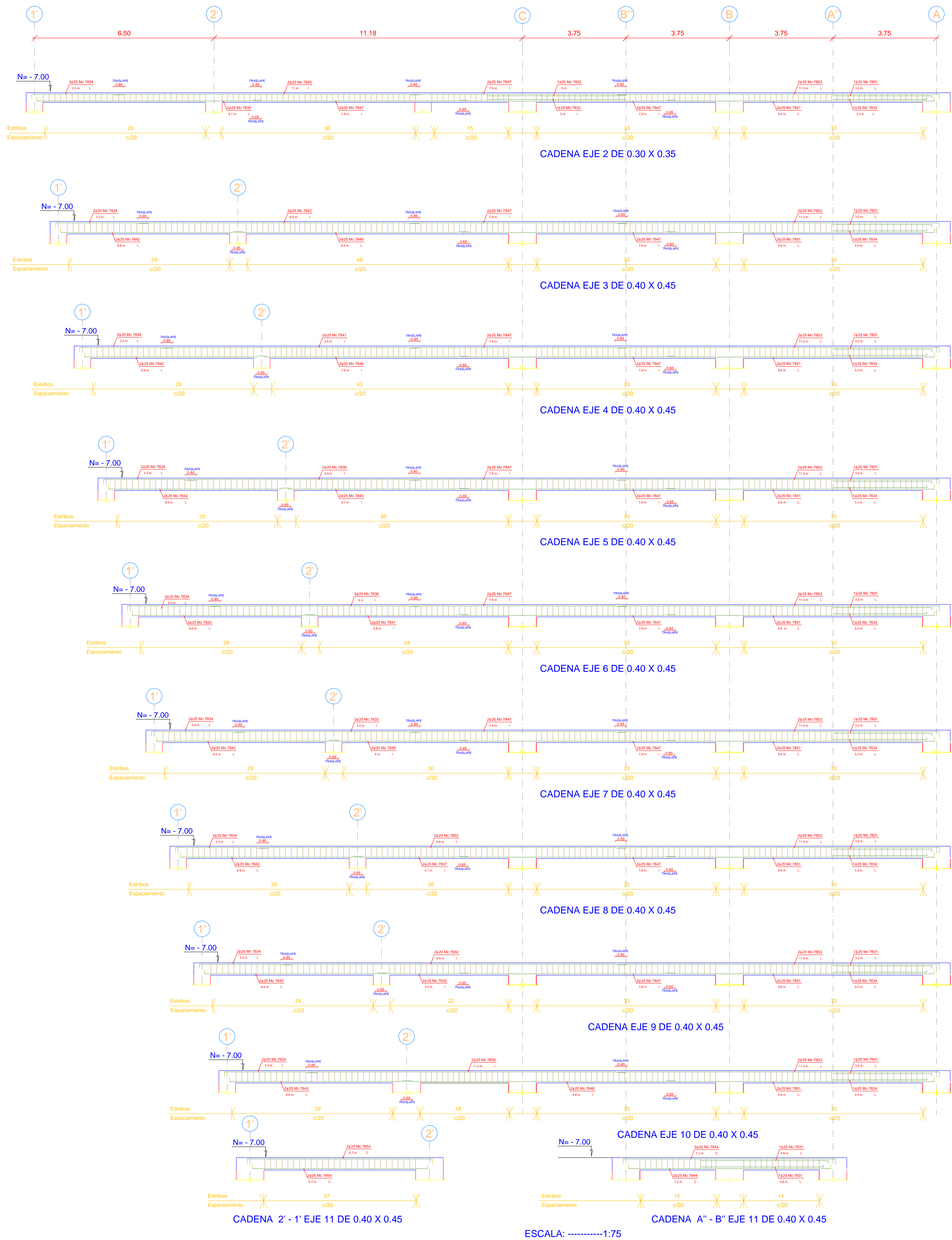


FAMILIA DE CÁMERA									
CÁMERA DE CÁMERA									
Nº	etapa	tipo	a	b	c	ing. Cam.	Nº	ing. tipo	
7000	8	0	0,20	0,20	0,00	1,06	1706	1000	1000
7001	8	0	0,20	0,20	0,00	1,06	1707	1001	1001
7002 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1708 1002 1002									
7003 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1709 1003 1003									
7004 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1710 1004 1004									
7005 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1711 1005 1005									
7006 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1712 1006 1006									
7007 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1713 1007 1007									
7008 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1714 1008 1008									
7009 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1715 1009 1009									
7010 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1716 1010 1010									
7011 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1717 1011 1011									
7012 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1718 1012 1012									
7013 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1719 1013 1013									
7014 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1720 1014 1014									
7015 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1721 1015 1015									
7016 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1722 1016 1016									
7017 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1723 1017 1017									
7018 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1724 1018 1018									
7019 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1725 1019 1019									
7020 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1726 1020 1020									
7021 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1727 1021 1021									
7022 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1728 1022 1022									
7023 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1729 1023 1023									
7024 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1730 1024 1024									
7025 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1731 1025 1025									
7026 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1732 1026 1026									
7027 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1733 1027 1027									
7028 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1734 1028 1028									
7029 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1735 1029 1029									
7030 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1736 1030 1030									
7031 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1737 1031 1031									
7032 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1738 1032 1032									
7033 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1739 1033 1033									
7034 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1740 1034 1034									
7035 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1741 1035 1035									
7036 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1742 1036 1036									
7037 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1743 1037 1037									
7038 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1744 1038 1038									
7039 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1745 1039 1039									
7040 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1746 1040 1040									
7041 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1747 1041 1041									
7042 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1748 1042 1042									
7043 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1749 1043 1043									
7044 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1750 1044 1044									
7045 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1751 1045 1045									
7046 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1752 1046 1046									
7047 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1753 1047 1047									
7048 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1754 1048 1048									
7049 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1755 1049 1049									
7050 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1756 1050 1050									
7051 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1757 1051 1051									
7052 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1758 1052 1052									
7053 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1759 1053 1053									
7054 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1760 1054 1054									
7055 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1761 1055 1055									
7056 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1762 1056 1056									
7057 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1763 1057 1057									
7058 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1764 1058 1058									
7059 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1765 1059 1059									
7060 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1766 1060 1060									
7061 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1767 1061 1061									
7062 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1768 1062 1062									
7063 8 0 0,20 0,20 0,00 1,06 1769 1063 1063									
7064 8 0 0,20 0,20 0,00									

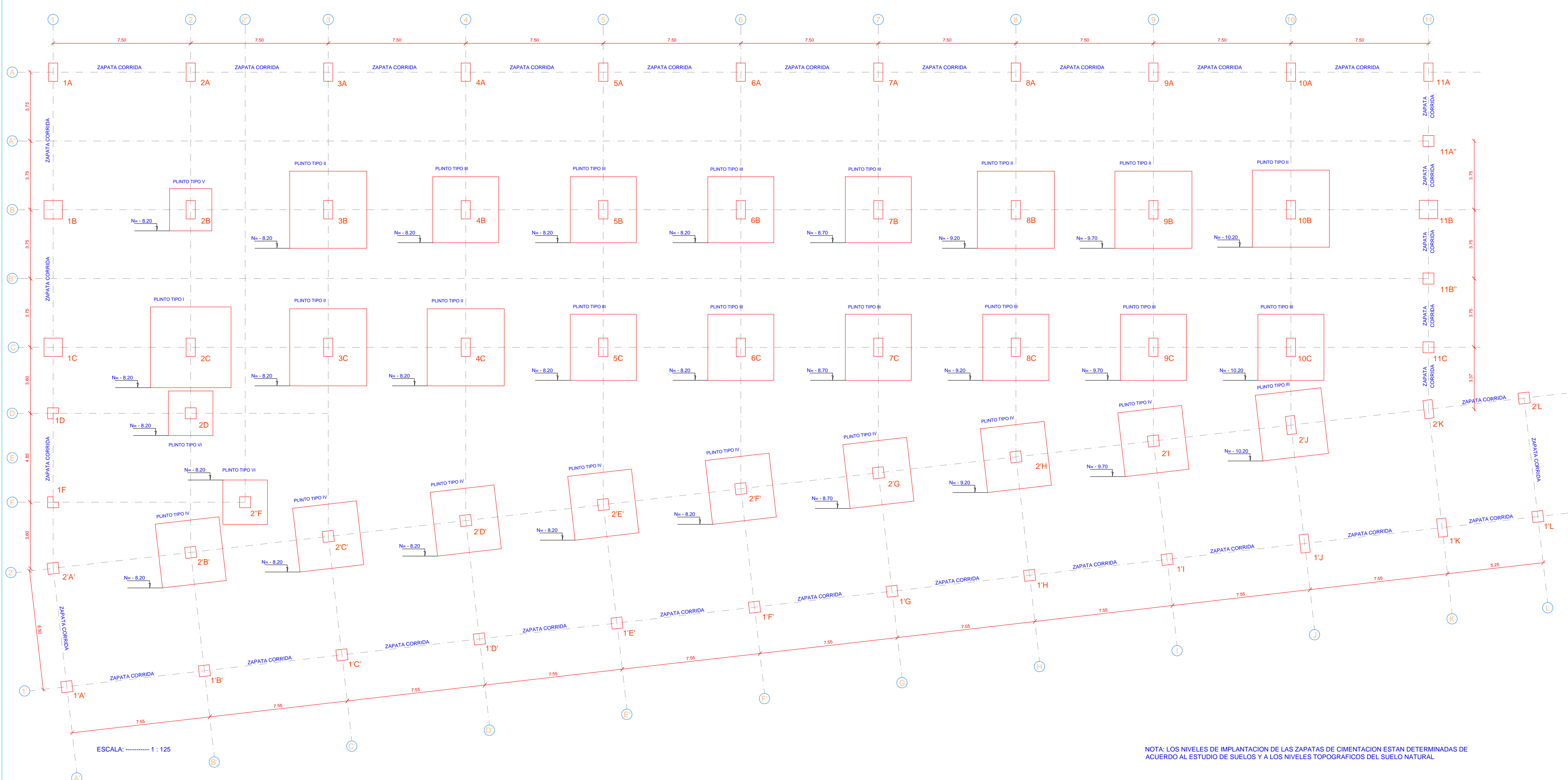
DIAM.	LONG. TOTAL	VARRILLAS (12 M)	PESO (KG)
8	2857,30	238,11	1128,63
20	969,20	80,77	2190,05
25	1081,00	90,08	4185,09
TOTAL	4907,50	408,96	6555,14



CADENAS DE AMARRE

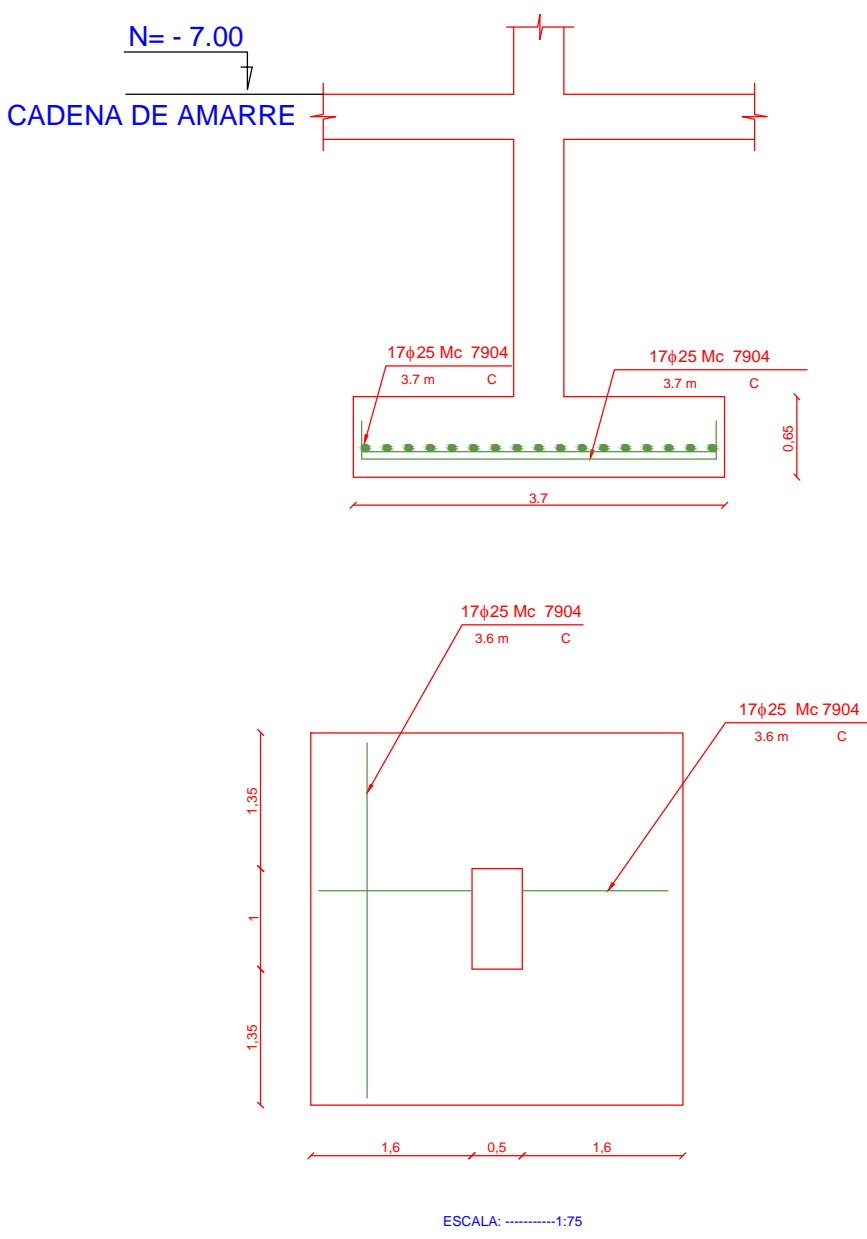


DISTRIBUCION DE COLUMNAS Y PLINTOS

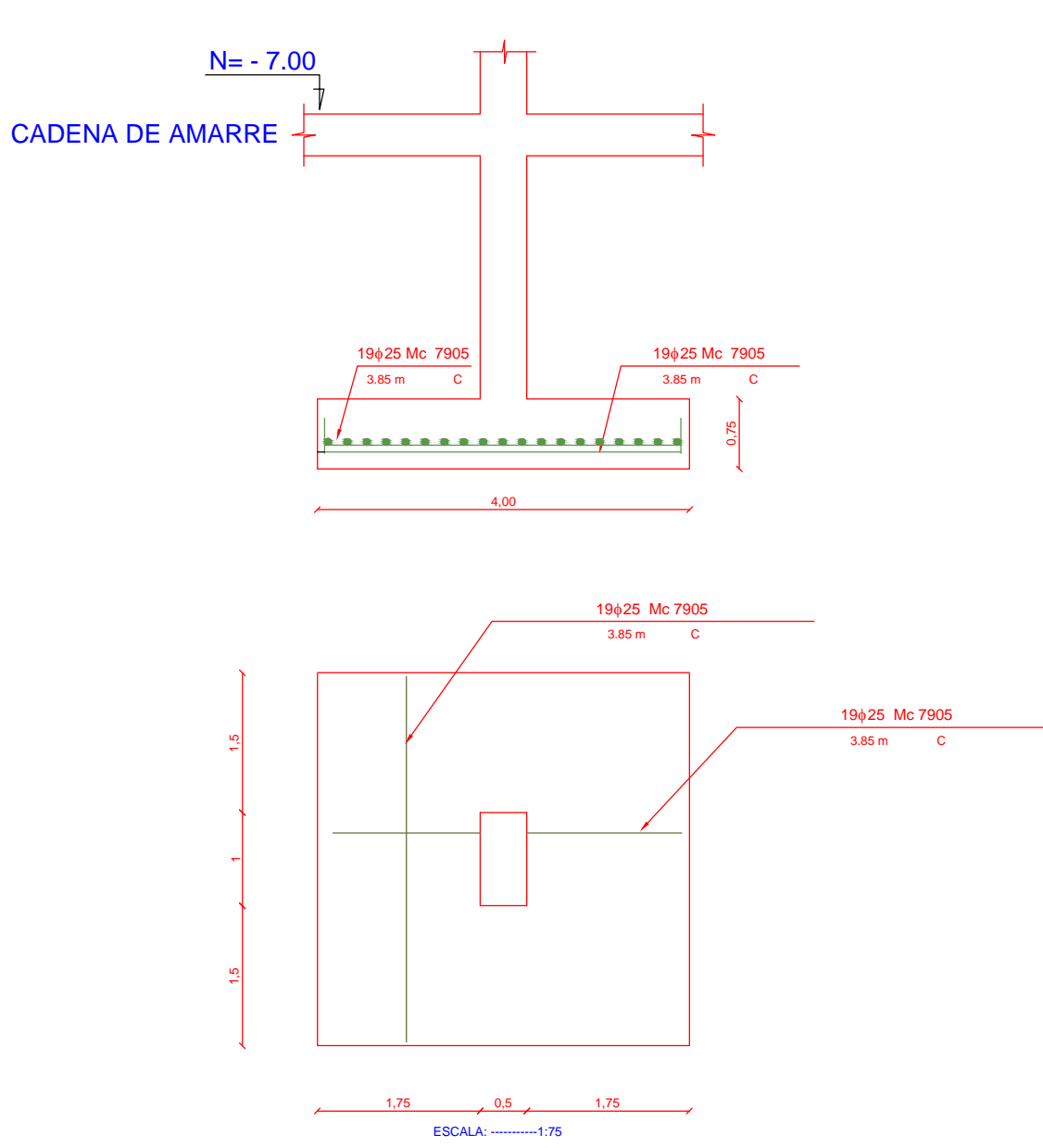


NOTA: LOS NIVELES DE IMPLANTACION DE LAS ZAPATAS DE ORIENTACION ESTAN DETERMINADAS DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS Y A LOS NIVELES TOPOGRAFICOS DEL SUELO NATURAL.

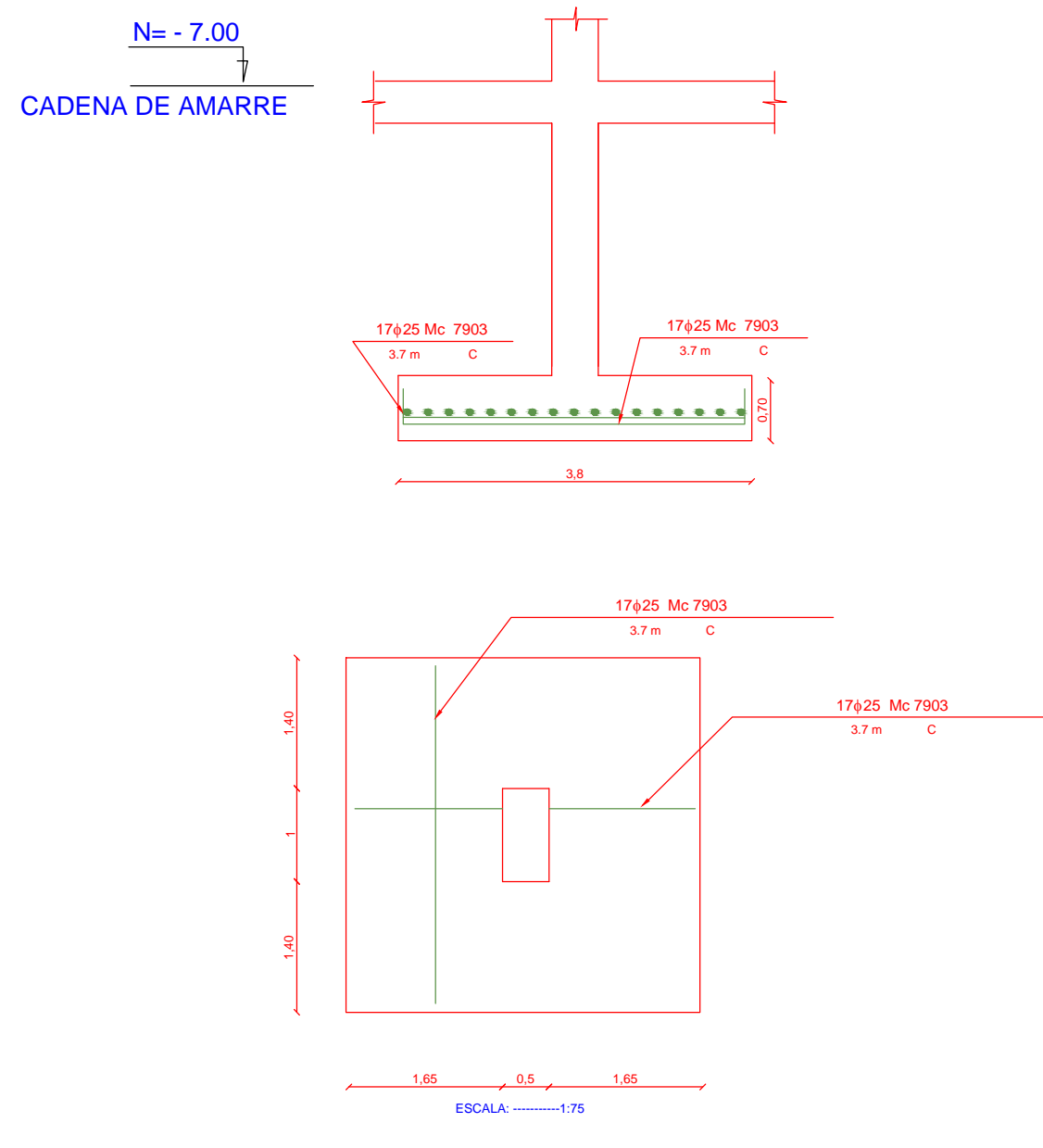
PLINTO TIPO I
(1 UNIDAD)



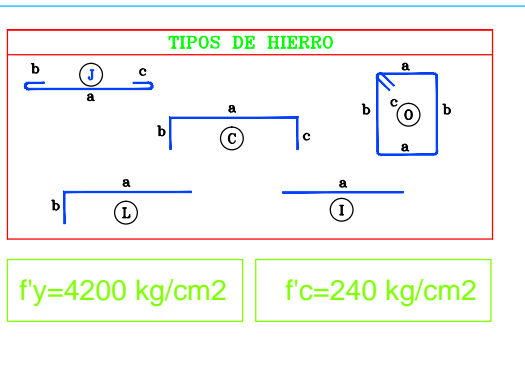
PLINTO TIPO II
(6 UNIDADES)



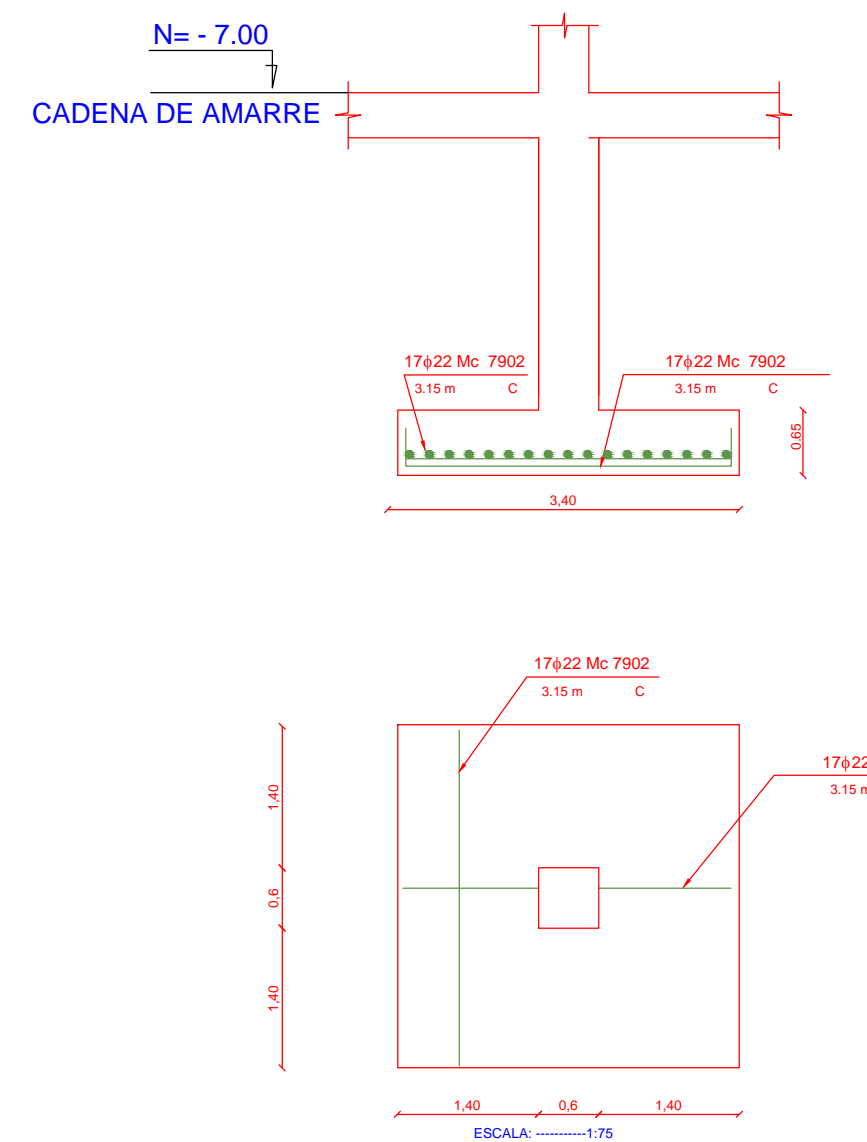
PLINTO TIPO III
(11 UNIDADES)



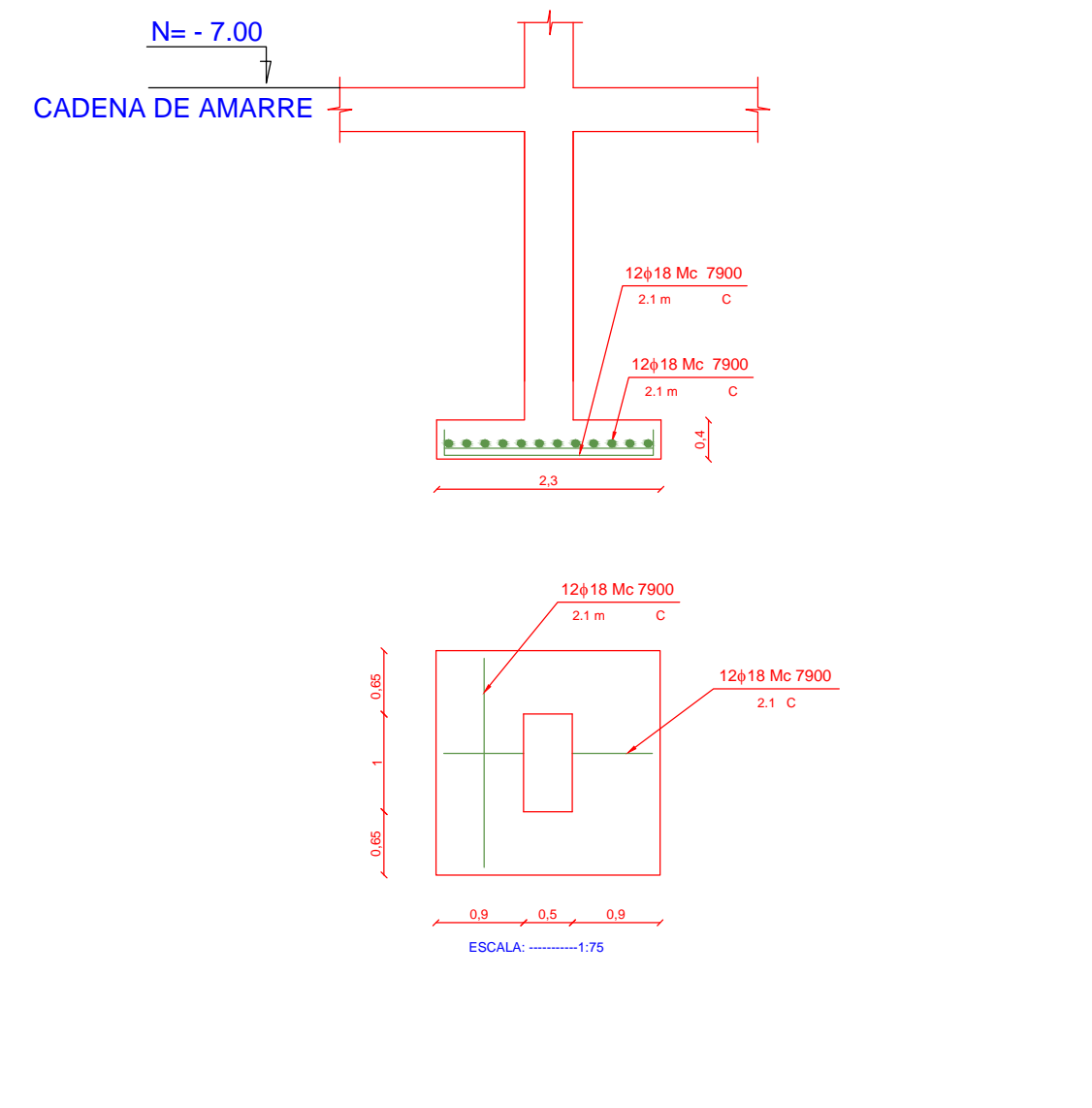
PLANILLA DE HIERROS									
PUNTOS									
Nº	diam	tipo	a	b	c	d	long Cort	No.	long. Total
7900	18	C	2.1	0.30	0.30		2.50	24	60.00
7900	18	C	2.5	0.30	0.30		2.90	60	174.00
									234.00
7902	22	C	3.15	0.30	0.30		3.75	272	1020.00
									1254.00
7903	25	C	3.7	0.30	0.30		4.30	374	1608.20
7904	25	C	3.6	0.30	0.30		4.20	34	142.80
7905	25	C	3.85	0.30	0.30		4.45	228	1024.80
									2213.80
RESUMEN CADENAS DE AMARRE									
DIAM.	LONG.	VARIABLES	PSO (PSO)						
18	234.00	15.00	867.53						
22	1020.00	85.00	3043.68						
25	2213.80	814.47	25089.37						
TOTAL	4467.80	914.97	28940.58						
RESUMEN CADENAS DE AMARRE									
DIAM.	LONG.	VARIABLES	PSO (PSO)						
18	234.00	15.00	867.53						
22	1020.00	85.00	3043.68						
25	2213.80	814.47	25089.37						
TOTAL	4467.80	914.97	28940.58						



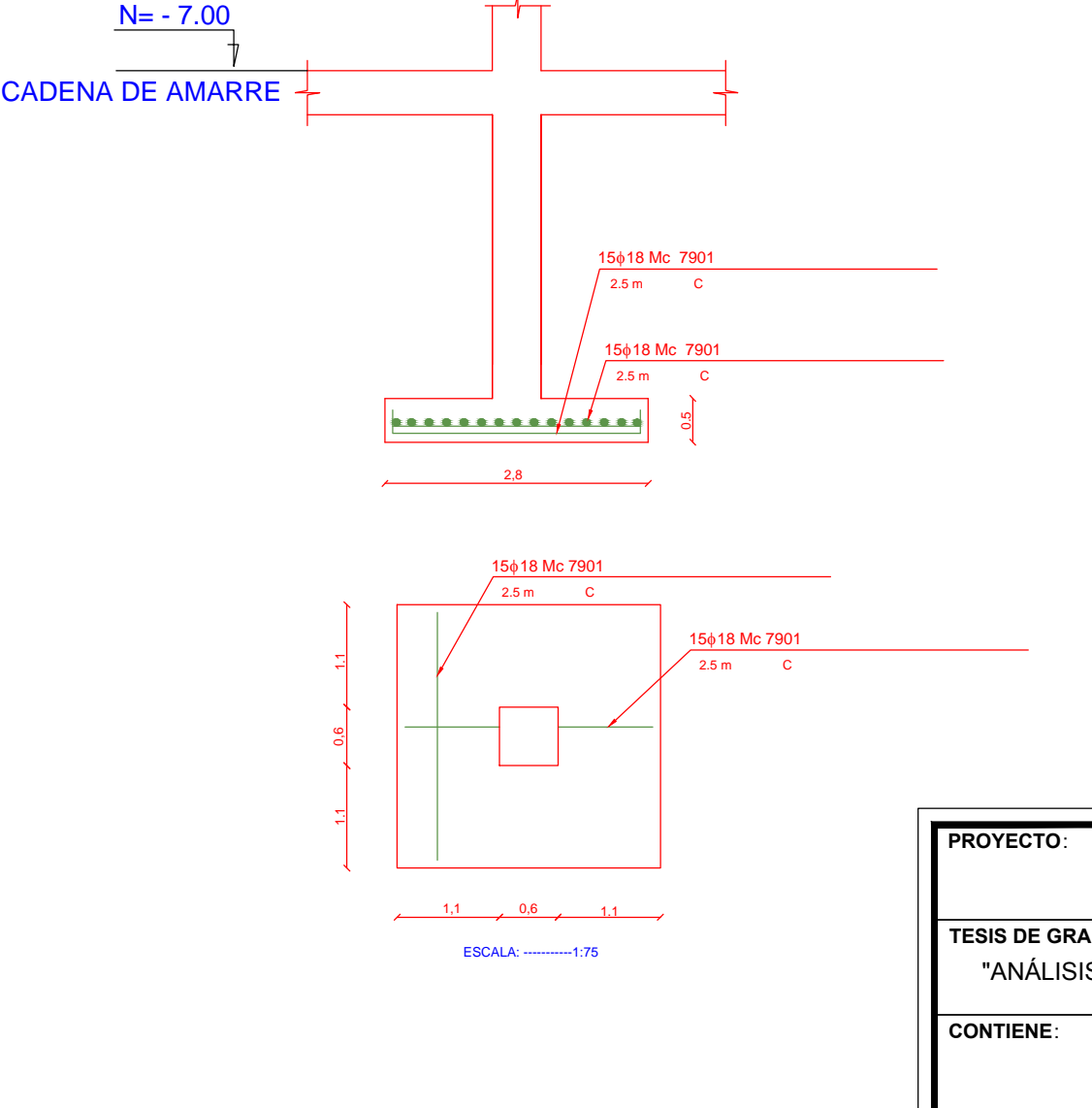
PLINTO TIPO IV
(8 UNIDADES)



PLINTO TIPO V
(1 UNIDAD)



PLINTO TIPO VI
(2 UNIDADES)



PROYECTO:			
FACULTAD CIENCIAS BIOLÓGICAS CAMPUS NAYON PUCE EDIFICIO DE DOCENCIA			
TESIS DE GRADO:			
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE BIOLOGÍA DEL CAMPUS DE LA PUCE EN NAYON			
CONTIENE:			FECHA:
CADENAS DE AMARRE Y PLINTOS			ABRIL DE 2012
UBICACION:	DIBUJO:	ESCALAS:	INDICADAS
CAMPUS UNIVERSITARIO DE LA PUCE NAYON	EMERSON ARBOLEDA C.		
REVISION Y APROBACION:	CALCULO:	LAMINA:	
ING. LAURO LARA	PABLO ANDRÉS BORJA		